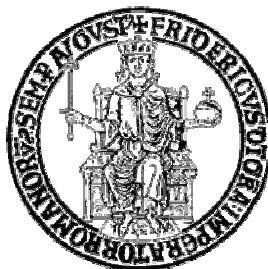


**UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI
FEDERICO II**



**DOTTORATO DI RICERCA IN
INGEGNERIA GEOTECNICA XXIV CICLO**

COORDINATORE

Prof. Ing. CLAUDIO MANCUSO

**“ANALISI DI ALCUNI FATTORI INFLUENTI SUL
COMPORTAMENTO DI PARATIE DI SOSTEGNO”**

Marzo 2013

DOTTORANDO:
Ing. CARMINE IORIO

RELATORE:
Prof. Ing. ALESSANDRO FLORA

- 1 Introduzione
- 2 Scavi sostenuti da paratie
 - 2.1 Generalità
 - 2.2 Considerazioni per il proporzionamento di una paratia di pannelli
 - 2.3 Procedura di realizzazione di paratie di pannelli accostati
 - 2.4 Deformazioni e spostamenti indotti dall'esecuzione degli scavi
 - 2.4.1 Spostamenti delle paratie
 - 2.4.2 Spostamenti del piano campagna
 - 2.5 Monitoraggio di opere di sostegno e dell'ambiente circostante
- 3 Il caso della stazione metropolitana di San Pasquale
 - 3.1 Indagini geotecniche
 - 3.2 Descrizione del progetto
 - 3.2.1 Trattamenti di consolidamento mediante la tecnologia del "*Cutter Soil Mixing*" (*CSM*)
 - 3.3 Analisi numeriche della realizzazione della stazione metropolitana di San Pasquale
 - 3.4 Misure
 - 3.4.1 Spostamenti dovuti alla realizzazione dei pannelli
 - 3.4.2 Discussione sull'affidabilità delle misure eseguite
 - 3.5 Analisi numeriche 3D della realizzazione del singolo pannello
- 4 Scavi profondi in ambiente urbano
 - 4.1 Introduzione (revisione letteratura e posizione del problema)
 - 4.2 Ammissibilità degli spostamenti: criteri e indicazioni per l'ambiente urbano
 - 4.3 Modellazione dell'installazione del pannello mediante analisi numerica agli elementi finiti
 - 4.3.1 Scelta del modello geometrico da analizzare
 - 4.4 Analisi numeriche
 - 4.4.1 Analisi numeriche senza simulazione della realizzazione della paratia
Spostamenti orizzontali, verticali, caratteristiche delle sollecitazioni
 - 4.4.2 Analisi numeriche con simulazione della realizzazione della paratia
Spostamenti orizzontali, verticali, caratteristiche delle sollecitazioni
 - 4.4.3 Confronto tra i risultati

5 Conclusioni

1. Introduzione

La crescente richiesta di esecuzione di scavi in ambiente fortemente urbanizzati, per la costruzione di stazioni metropolitane, parcheggi, altre infrastrutture nel sottosuolo, ha reso il problema della previsione dell'entità e dell'andamento dello stato di spostamento indotto dallo scavo, particolarmente importante e tema di intensa ricerca. Per gli scavi profondi in ambiente urbano, uno dei principali requisiti di progetto è quello di limitare le deformazioni del terreno adiacente lo scavo. Tali deformazioni derivano sia dalle variazioni dello stato tensionale totale indotte dall'asportazione del terreno, sia dalle variazioni del regime delle pressioni interstiziali nel sottosuolo durante l'esecuzione delle opere e nelle condizioni di lungo termine. La realizzazione di scavi a cielo aperto ed in sotterraneo, quindi, con problemi legati alla necessità di eseguire scavi in terreni difficili, spesso sotto falda e sempre in prossimità di edifici e manufatti preesistenti, possono causare movimenti del terreno che come ben noto, determinano sulle strutture adiacenti cedimenti, rotazioni e distorsioni in grado di causare danni ai manufatti e, nei casi più gravi, pregiudicarne la funzionalità.

Con la presente tesi di dottorato si intende dare delle utili indicazioni sulla scelta del metodo e del modello più corretto nella soluzione di quello che si rivela ancora un problema di difficile valutazione numerica. Si sono innanzitutto passate in rassegna le evidenze sperimentali al fine di individuare le principali caratteristiche del fenomeno; successivamente si sono analizzati i diversi metodi empirici e semiempirici, che, basandosi sulle risultanze sperimentali, rappresentano un termine di paragone per qualunque risultato numerico, individuandone, l'ambito di validità comunemente accettato, le ipotesi di formulazione e mettendoli a confronto con i dati sperimentali.

Solitamente, il progetto di opere di sostegno viene svolto con riferimento ad una condizione di deformazione piana (2D), senza considerare la procedura di realizzazione della paratia. Considerando l'intero processo costruttivo dei pannelli (scavo sostenuto con fanghi, getto del cls, scavo principale) e la reale forma dei pannelli, e analizzando gli effetti in termini di campo di spostamenti indotti, si

riportano risultati di analisi numeriche 2D e 3D che mettono in evidenza quali sono gli aspetti realizzativi e geometrici che potrebbero introdurre significative differenze tra i risultati dell'analisi di progetto e il reale comportamento dell'opera. In particolare, con riferimento ad un semplice schema geometrico e ad alcune possibili caratteristiche di un terreno omogeneo, si osserva che le usuali analisi bidimensionali che non simulano la realizzazione dell'opera (cosiddette *WIP*, *Wished In Place*), sebbene risultino in spostamenti orizzontali non molto diversi da quelli complessivi calcolati con la procedura di calcolo completa (comprensiva di realizzazione dell'opera), possono in alcuni casi non coglierne il segno e, quello che è peggio, non sono assolutamente in grado di fornire informazioni affidabili sul calcolo delle caratteristiche della sollecitazione nella struttura di sostegno.

2. Scavi e opere di sostegno

2.1. Generalità

La funzione che un'opera di sostegno deve assolvere, è quella di garantire la stabilità ad un fronte di terreno potenzialmente instabile. Esistono numerosi tipi di opere di sostegno, che possono essere divise in due grandi gruppi: sistemi stabilizzanti esternamente, e sistemi stabilizzanti internamente. Anche considerando solamente le opere raggruppate nella prima categoria, ci si trova di fronte ad una grande quantità di tipologie di opere diverse, che si possono così suddividere:

- muri a gravità;
- muri a mensola in calcestruzzo armato;
- palancole, libere o ancorate;
- paratie di diaframmi o di pali trivellati, libere o ancorate.

La più semplice struttura di sostegno è il muro a gravità. Può essere realizzato impiegando calcestruzzo, pietra o mattoni, muratura, gabbioni o elementi a catasta. La stabilità di questo tipo di muro è affidata interamente al peso proprio. Le dimensioni di tale struttura devono essere tali che la risultante del peso proprio del muro e della spinta del terrapieno ricada nel terzo medio della base senza creare sforzi di trazione in alcun punto del muro. Introducendo un piccolo quantitativo di armatura nella zona tesa è possibile realizzare una parete verticale più sottile, fino ad ottenere la configurazione di muro a mensola, la cui stabilità è assicurata dal peso del terreno che grava sulla parte interna della sua fondazione.

Le palancole sono opere di sostegno flessibili, spesso utilizzate nelle costruzioni marittime o come opere di sostegno provvisorie. Esse possono essere realizzate con diversi materiali: cemento armato, legno, acciaio.

Per le palancole libere o a sbalzo la stabilità è affidata a un'adeguata profondità di infissione nel terreno al di sotto del piano di scavo.

Per le palancolate ancorate la stabilità è affidata sia alla profondità di infissione sia all'impiego di ancoraggi collocati in prossimità dell'estremo superiore dell'opera.

Le paratie di diaframmi o di pali trivellati sono adoperate soprattutto come opere di sostegno per scantinati profondi di edifici, sottopassi vari, stazioni profonde, gallerie in trincea, parcheggi sotterranei, impianti industriali sotterranei, moli e costruzioni marittime.

I fattori che contribuiscono alla diffusione di questo tipo di opere sono tre:

- la disponibilità commerciale dei fanghi bentonitici;
- l'esperienza raccolta nelle costruzioni in ambiente urbano, che suggerisce che il metodo può essere impiegato con successo anche in terreni difficili;
- la soluzione di alcuni problemi pratici, quali ad esempio il miglioramento delle tecniche di scavo e lo sviluppo di impianti di cantiere per la produzione di calcestruzzo.

Dette opere, similmente alle palancolate, sono costituite da una parete che per un tratto più o meno lungo, è immersa nel terreno e trova stabilità nella resistenza ai carichi orizzontali offerta dal terreno nel quale la paratia è immersa. Quando l'altezza fuori terra è rilevante, le paratie sono provviste di sostegni orizzontali o inclinati disposti ad uno o più livelli, costituiti ancoraggi, puntoni o altri sistemi di vincolo.

La realizzazione di paratie si rivela molto conveniente (economica) in quei casi in cui è possibile affidarle la funzione di sostegno sia provvisorio che definitivo, quando può contribuire ad evitare la costruzione di opere di sottofondazione o per controllare le acque sotterranee. Inoltre tali opere consentono la massima utilizzazione dello spazio in zone urbane ad alta densità abitativa, minimizzando i volumi di scavo e nello stesso tempo limitando eventuali danni a edifici presenti nelle immediate vicinanze.

Le tecniche esecutive sono varie, prevedono la realizzazione della paratia attraverso elementi gettati in opera in trincee appositamente scavate in presenza di fanghi bentonitici.

La paratia può risultare costituita da:

- pali affiancati o trivellati;
- pali intersecati;
- pannelli.

La paratia costituita da pali affiancati viene realizzata con le tecniche utilizzate nell'esecuzione di pali di grosso diametro. I pali vengono eseguiti incamiciando il

foro nel tratto superiore per garantire la corretta spaziatura e l'allineamento dei pali stessi, inoltre in tal modo è possibile assicurare che il fango sia ad una quota più alta del piano campagna.

La paratia di pali secanti, costituisce un'evoluzione della paratia di pali affiancati che non assicura la tenuta idraulica. Essa è costituita di pali disposti ad interasse inferiore al diametro. Questo tipo di paratia è realizzata in due fasi:

- nella prima fase si esegue una serie di pali isolati e disposti ad interasse doppio (pali dispari).
- nella seconda fase si esegue la serie di pali intermedi (pali pari) che vengono ad intersecarsi con i pali della prima serie scalpellando e asportando parte di questi.

Tra le tecnologie che abbiamo citato, quella più utilizzata per la realizzazione di scavi in ambiente urbano, è la paratia di pannelli: propri su questa tipologia di opera ci soffermeremo.

2.2. Considerazioni per il proporzionamento di una paratia di pannelli

Il proporzionamento di una paratia passa attraverso la verifica di tre condizioni:

1. che il complesso terreno-paratia sia sufficientemente stabile;
2. che le caratteristiche degli elementi strutturali siano tali che le tensioni massime in essi siano inferiori a quelle ammissibili;
3. che gli spostamenti della paratia e i cedimenti indotti sul piano campagna siano tollerabili (con particolare riferimento ai loro effetti sulle strutture adiacenti).

Per la prima condizione è necessaria la determinazione dello stato tensionale nel terreno nell'intorno della paratia.

Per la seconda condizione bisogna valutare le tensioni di interazione all'interfacce tra terreno e struttura e gli sforzi negli ancoraggi.

Per la terza condizione bisogna valutare le deformazioni indotte nel terreno a seguito della realizzazione dell'opera di sostegno.

Generalmente il progetto si articola nelle seguenti fasi:

1. indagine geotecnica, allo scopo di definire i parametri meccanici del terreno ed individuare le condizioni del regime di falda, nonché la geometria dei contatti stragrafici;
2. definizione delle dimensioni dello scavo;
3. ricognizione e verifica delle condizioni delle strutture adiacenti, gallerie e impianti;
4. definizione di movimenti ammissibili per le strutture adiacenti;
5. selezione di uno o più schemi costruttivi;
6. valutazione degli spostamenti provocati dall'esecuzione dello scavo e dall'abbassamento del livello della falda;
7. confronto degli spostamenti del terreno calcolati con quelli ritenuti ammissibili, e revisione del progetto se necessario;
8. allestimento della strumentazione di controllo e monitoraggio in corso d'opera; modifica del sistema di contrasto e degli scemi di costruzione/demolizione, se necessario.

Dal momento che è possibile che si presentino condizioni di sottosuolo impreviste, è spesso necessario essere pronti a rivedere con attenzione il progetto in corso d'opera.

In via del tutto generale, la spinta del terreno su una paratia dipende da:

- condizioni del terreno e regime della falda;
- modalità di costruzione;
- versatilità degli elementi costruttivi;
- tempi impiegati per la costruzione.

In genere, più lunghi sono i tempi in cui sezioni dello scavo restano non sostenute, maggiori sono gli spostamenti del terreno e minori le spinte agenti sulle opere di sostegno. E' anche evidente che la distanza tra i contrasti, sia in orizzontale sia in verticale, influenza l'entità dei movimenti del terreno.

2.3. Procedura di realizzazione di paratie di pannelli accostati

La paratia di pannelli, detta anche diaframma di calcestruzzo continuo, rappresenta un'evoluzione della paratia costituita da pali. Utilizzando i pannelli (elementi a sezione rettangolare) invece dei pali (elementi cilindrici) si riduce il numero dei giunti, che rappresentano il punto debole della paratia a pali secanti.

Le fasi di scavo sono eseguite con una *benna mordente* (scavo con fango a riposo) o con una *idrofresa* (scavo con fango in movimento) in presenza di fango bentonitico, quest'ultimo è costituito da una miscela di acqua e bentonite.

Lo scavo con fango a riposo equivale all'impiego della benna mordente per la disaggregazione, la rimozione e l'evacuazione del materiale di risulta, avendo il fango la sola funzione di sostegno delle pareti di scavo. La benna a valvole asporta, il terreno sostituendolo immediatamente con un pari quantitativo di fango bentonitico, cosicché sono garantite le condizioni di equilibrio delle pareti della trincea. Lo scavo con benna viene utilizzato nei terreni sciolti, dove non sia richiesta la frantumazione con continuità degli elementi litoidi, in quanto la benna non è utensile adatto a soddisfare questa necessità. La benna può essere sospesa ad una fune o solidarizzata ad un'asta di manovra rigida tipo kelly.

Lo scavo con fango in movimento equivale invece all'uso di un utensile in grado di tagliare verticalmente in continuo il terreno, in un'unica passata, ed eliminare i detriti di scavo per via idraulica con circolazione rovescia del fluido di perforazione. Sfruttando tale principio, negli anni '80 è stata realizzata e messa a punto, una nuova attrezzatura, l'idrofresa, per lo scavo dei diaframmi, capace di scavare materiali anche lapidei e di consentire il controllo della verticalità entro limiti prima inimmaginabili.

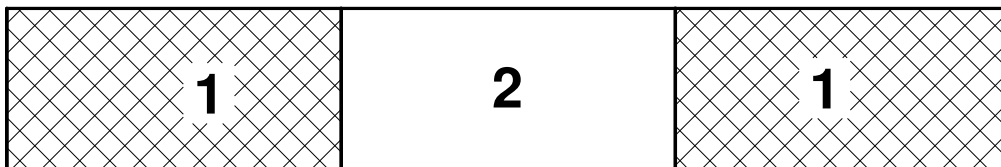
Il fango bentonitico ha un peso di volume superiore a quello dell'acqua e crea un sottile velo impermeabile sulla parete della cavità. Inoltre i fanghi bentonitici hanno la capacità tixotropiche, ovvero sono fluidi, se in movimento, e semisolidi se fermi. Tale fango sostiene le pareti e quindi elimina la necessità di introdurre sistemi di sostegno meccanico che risulterebbero costosi e potrebbero intralciare le operazioni di scavo. Al termine dello scavo della trincea e prima del getto, l'estremità di ogni pannello è definita da un tubo forma-giunto in acciaio o dall'estremità del pannello realizzato in precedenza. Dopo aver messo in sito il tubo forma-giunto e la gabbia di armatura, il fango bentonitico deve essere pompato a rifiuto o a stoccaggio, mentre il calcestruzzo viene gettato dal fondo. In fase di progetto è possibile definire copri ferri utili a garantire un'opportuna durabilità ai diaframmi stessi. Le gabbie di armatura, in genere pre-assemblate a moduli trasportabili, sono costituite da ferri longitudinali, staffe, ferri di irrigidimento laterale e frontali. Questi ultimi sono utili per evitare eventuali svergolamenti in fase di trasporto, assemblaggio e posa in opera.

La realizzazione dei diaframmi viene preceduta da quella di due *cordoli guida* che assicurano il corretto tracciamento e consentono alla macchina di operare secondo lo

scavo necessario, senza deviazioni o errori. Questi elementi sono realizzati in cls debolmente armato e demoliti a fine intervento. Il completamento dei diaframmi avviene con la realizzazione di una trave di testa che collega le pareti. Questa ha la duplice funzione di solidarizzare i vari elementi e di renderli collaboranti in direzione trasversale oltre all'importante funzione di ripartizione delle azioni locali.

La realizzazione del diaframma con idrofresa prevede due particolari condizioni operative:

- sia realizzata una successione rigorosamente alternata di elementi primari (asola) e di elementi secondari (di saldatura), figura 2.1;
- sia scrupolosamente rispettata la sequenza operativa in cui un pannello secondario è scavato sempre tra due pannelli primari adiacenti già realizzati.



1: pannello primario

2: pannello secondario

Figura 2.1 – Sequenza esecutiva per la realizzazione di un diaframma con idrofresa.

Nei diaframmi eseguiti con idrofresa, infatti, la formazione del giunto a tenuta idraulica viene di norma assicurata senza l'utilizzo di particolari elementi giunto, necessari invece nel caso di diaframmi realizzati con la benna. La capacità dell'utensile di fresare lateralmente il calcestruzzo dei pannelli primari adiacenti, già gettati, consente di realizzare una adeguata sovrapposizione tra pannelli primari e secondari e quindi una ripresa di getto con calcestruzzo contro calcestruzzo. Condizione necessaria per la formazione del giunto fresato è che la dimensione della lingua di terreno non scavato tra due pannelli primari adiacenti sia minore della dimensione del corpo fresante. In questo modo si assicura, con il pannello secondario intermedi, una adeguata sovrapposizione che tenga conto delle deviazioni durante lo scavo. Il valore minimo consigliato di sovrapposizione è di circa 5 centimetri. I

pannelli possono avere una lunghezza in pianta assai variabile, in funzione del fatto che si realizzino pannelli singoli (a singola fresata) o multipli (con fresate multiple); tale dimensione varia da un minimo di 2,4 metri fino a 7 metri e oltre.

I diaframmi possono anche essere costituiti da pannelli di cemento armato prefabbricati. Uno dei vantaggi principali di tale tipologia di diaframma è l'essere completamente impermeabile. I pannelli gettati in opera, realizzati con benna mordente, hanno i giunti come punto debole per la filtrazione, quelli prefabbricati aggirano il problema grazie ad un sistema di agganci che assicurano la perfetta tenuta dei giunti. I diaframmi vengono generalmente realizzati con moduli da 2,50 m e spessori che vanno da 0,40 m a 1,50 m. La profondità di tali diaframmi non ha particolari limiti, se non quelli legati alla tecnologia di scavo: le idrofresche garantiscono profondità maggiori. Le gabbie di armatura vengono fornite in moduli di lunghezza pari a 12,00 m, in alcuni casi è possibile arrivare anche a 14,00 m; per raggiungere profondità maggiori le gabbie vengono assemblate direttamente in cantiere durante la fase di posa in opera.

La sequenza costruttiva per un diaframma di calcestruzzo continuo è riportata nella figura 2.2.

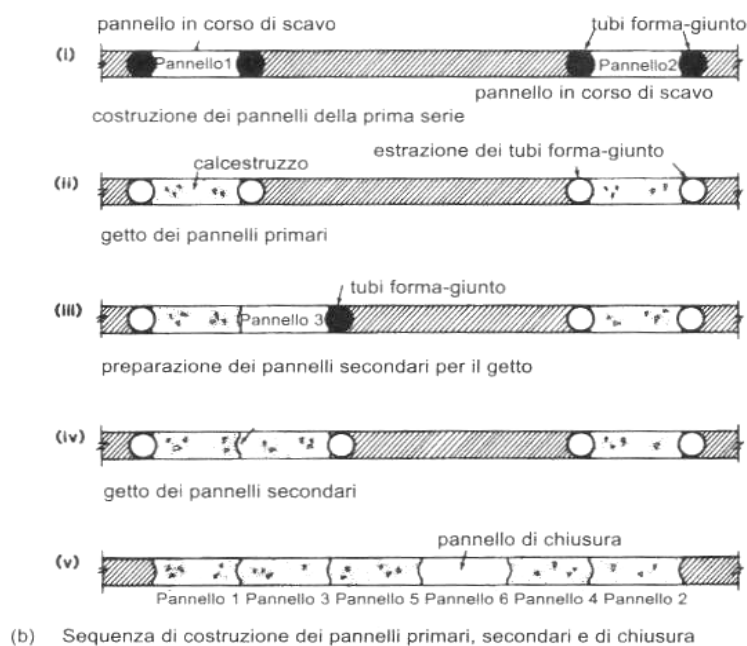
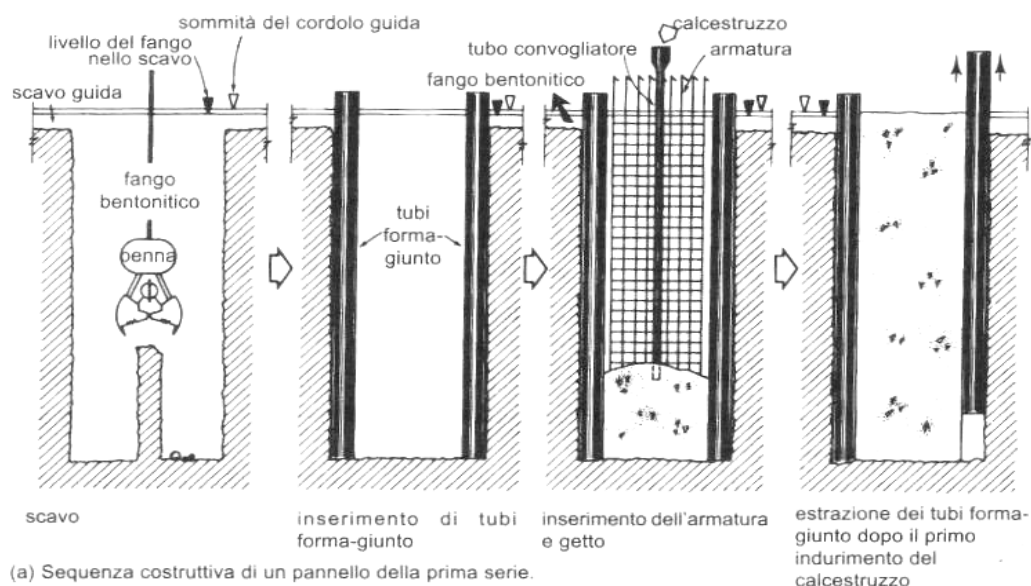


Figura 2.2 – Modalità di realizzazione di un diaframma di cemento armato (da Leiper, 1984).

2.4. Deformazioni e spostamenti indotti dall'esecuzione degli scavi

2.4.1 Spostamenti delle paratie

Un primo metodo semiempirico per la determinazione dello spostamento orizzontale massimo di pareti multiancorate in terreni coesivi è stato proposto da *Mana e Clough*

(1981). Questi propongono, limitatamente al caso di scavi sostenuti in argille tenere, di valutare il massimo spostamento orizzontale δ_{\max} , adimensionalizzato rispetto all'altezza di ritenuta h della parete, in funzione del solo valore del coefficiente di sicurezza FS nei confronti del sollevamento del fondo scavo.

La correlazione ricavata dagli autori tra lo spostamento orizzontale massimo normalizzato (δ_{\max}/h) ed il coefficiente di sicurezza FS, per una particolare struttura di sostegno, è riportata graficamente in figura 2.3.

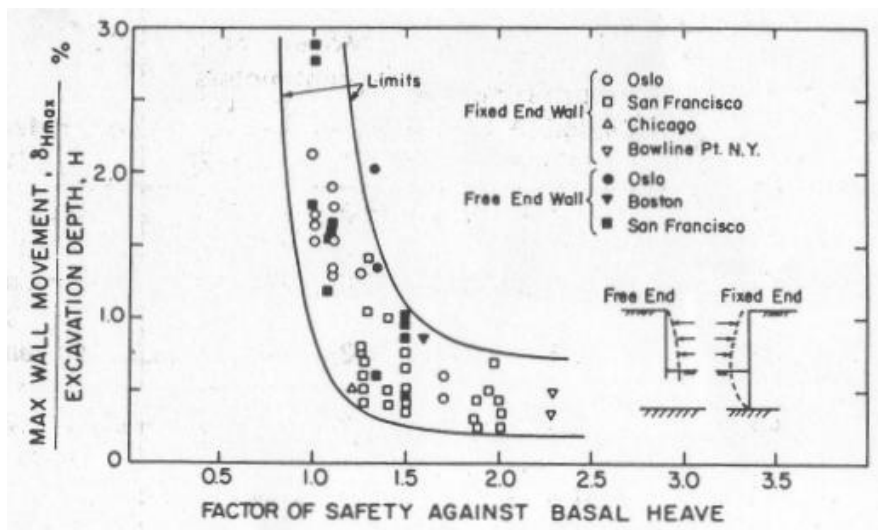


Figura 2.3 – Relazione tra fattore di sicurezza rispetto al sollevamento del fondo e massimo spostamento orizzontale della parete adimensionalizzato (da Mana e Clough 1981).

Clough, Smith & Sweeney (1989) successivamente hanno proposto un metodo semiempirico molto simile, ma di più semplice applicazione, nel quale il massimo spostamento orizzontale δ_{\max} , adimensionalizzato rispetto all'altezza di ritenuta h della parete, è espresso in funzione non solo del valore del coefficiente di sicurezza FS nei confronti del sollevamento del fondo scavo, ma anche del valore RSS della rigidezza della struttura di sostegno figura 2.4.

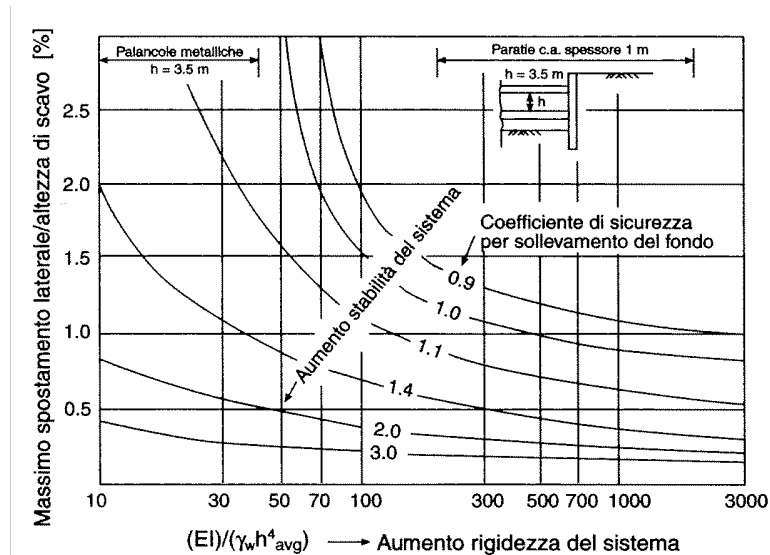


Figura 2.4 – Relazione tra spostamento massimo normalizzato, rigidità della struttura di sostegno e coefficiente di sicurezza (da Clough, Smith e Sweeney, 1989).

Entrambi i metodi appena descritti derivano da osservazioni relative a strutture di sostegno relativamente flessibili in terreni coesivi teneri, caratterizzati da bassa resistenza ed elevata deformabilità.

Clough e O'Rourke (1990) definiscono dapprima qualitativamente le tipologie di deformate delle paratie, rappresentate in figura 2.5.

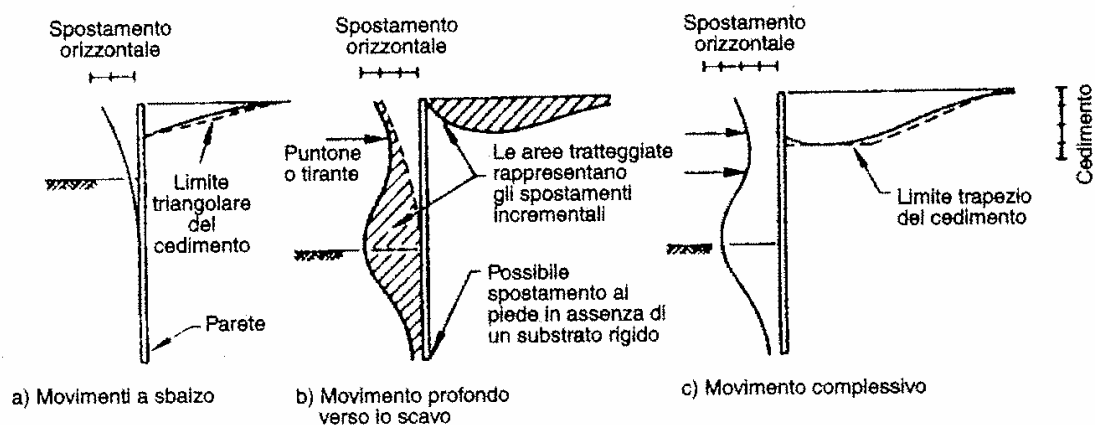


Figura 2.5 – Tipologie di deformate di paratie (da Clough e O'Rourke 1990).

La deformata (a) è quella di una paratia a mensola, e rappresenta naturalmente anche la prima parte della deformata di una paratia che viene nel seguito dotata di uno o più livelli di ancoraggio. La deformata incrementale (b), successiva all'installazione di un livello di ancoraggio presenta il tipico "spanciamento" (bulging) al di sotto del

supporto; la deformata (c), infine, deriva appunto dalla somma di una deformata a mensola (a), e da una deformata incrementale quale la (b). Gli autori presentano quindi alcuni diagrammi che raccolgono misure di spostamenti orizzontali di paratie e di cedimenti dei relativi terrapieni, avendo cura di suddividere i dati in base alla natura dei terreni, e di escludere le misure provenienti da casi che non risultino ben documentati.

Clough e O'Rourke raccolgono in un diagramma i valori di massimo spostamento orizzontale δ_{max} di numerose paratie, differenti per tipologia, in funzione dell'altezza di ritenuta h . Come si può notare dal diagramma riportato in figura 2.6, in media il valore del massimo spostamento orizzontale è pari allo 0,2% dell'altezza di ritenuta, quindi quasi tutti i valori risultano inferiori allo 0,5%, la tipologia delle varie opere di sostegno esaminate non sembra giocare alcun ruolo.

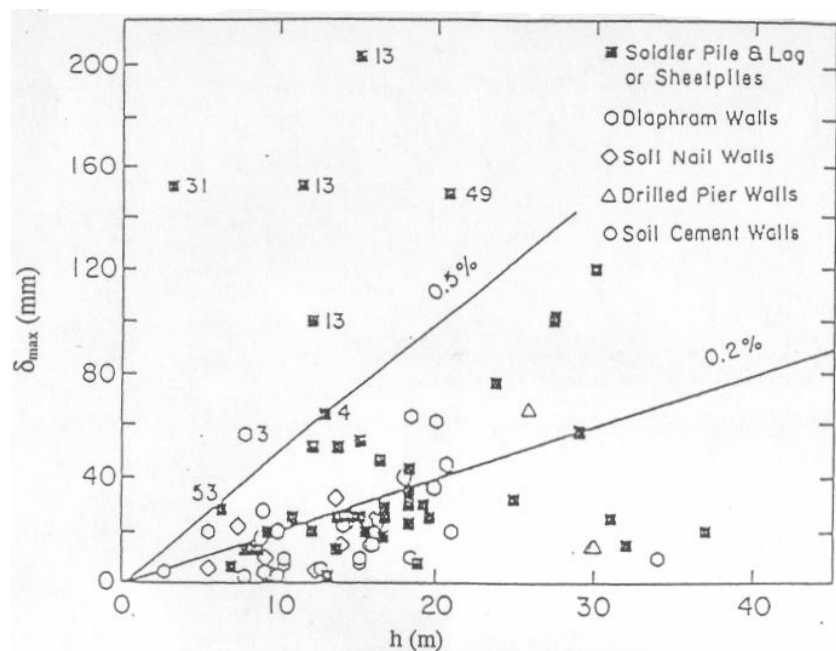
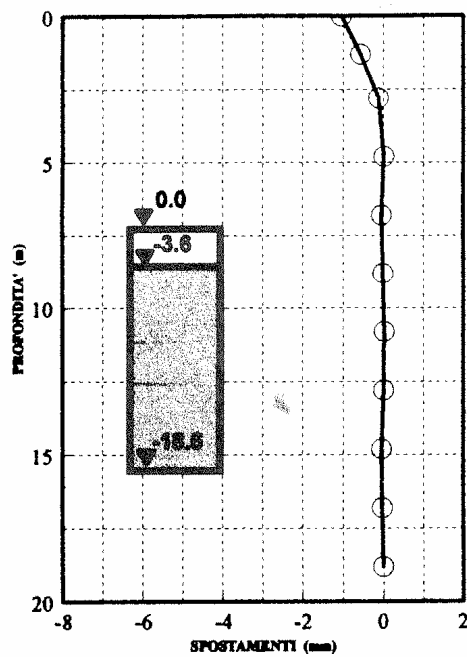


Figura 2.6 – Valori massimi degli spostamenti orizzontali di paratie in sabbia e argille dure (da Clough e O'Rourke, 1990).

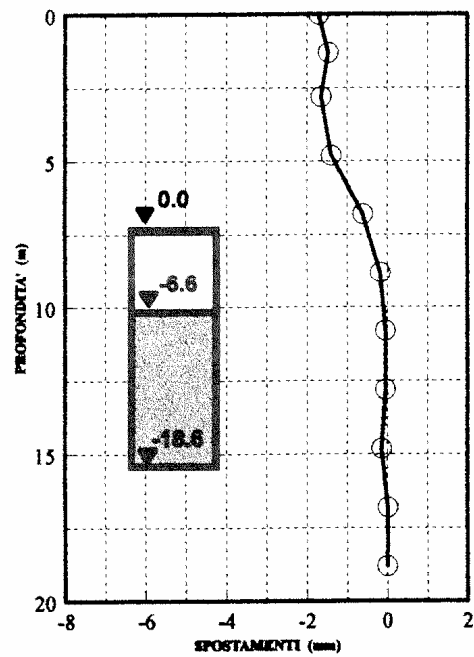
Russo e Viggiani (1997) hanno osservato il comportamento di uno scavo profondo realizzato nel centro antico della città di Napoli. Lo scavo interessa per circa 12 metri materiali di riporto e terreni piroclastici sciolti; per i 7 metri inferiori la formazione del tufo giallo napoletano. Le pareti dello scavo sono state realizzate con micropali affiancati e sono stati previsti quattro livelli di ancoraggio, dopodichè l'opera è stata costruita con la tecnica top-down. Durante la realizzazione dell'opera e per diversi

mesi dopo la sua ultimazione sono state effettuate delle misure al fine di tenere sotto controllo il regolare svolgimento dei lavori e quindi di prevenire ogni ripercussione pregiudizievole sugli edifici e le infrastrutture circostanti. Gli spostamenti orizzontali misurati sono risultati molto piccoli, il massimo si è registrato dopo la fine dei lavori ed è pari a circa 7 mm. Dalle misure si è potuto osservare che nel tratto che interessa il banco di tufo, gli spostamenti sono nulli finché il fondo dello scavo si mantiene al di sopra del tetto del banco; quando lo scavo interessa il tufo, gli spostamenti sono comunque molto ridotti ed eccedono di poco i due millimetri figura 2.7. e 2.8.

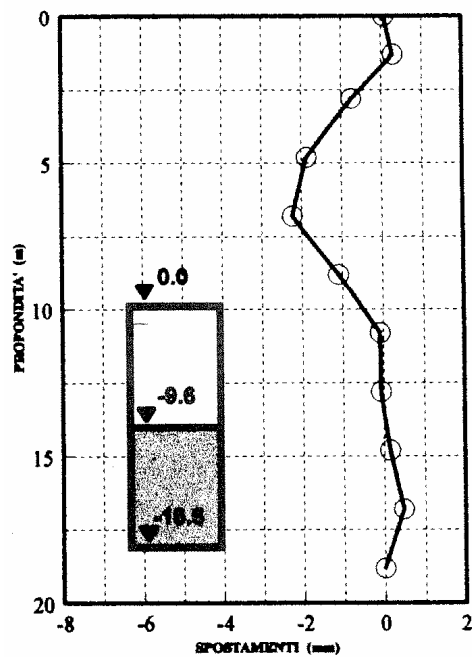
**MISURE INCLINOMETRICHE - SCAVO I PIANO
(FEBBRAIO 1993)**



**MISURE INCLINOMETRICHE - SCAVO II PIANO
(MARZO 1993)**



**MISURE INCLINOMETRICHE - SCAVO III PIANO
(GIUGNO 1993)**



**MISURE INCLINOMETRICHE - SCAVO IV PIANO
(SETTEMBRE 1993)**

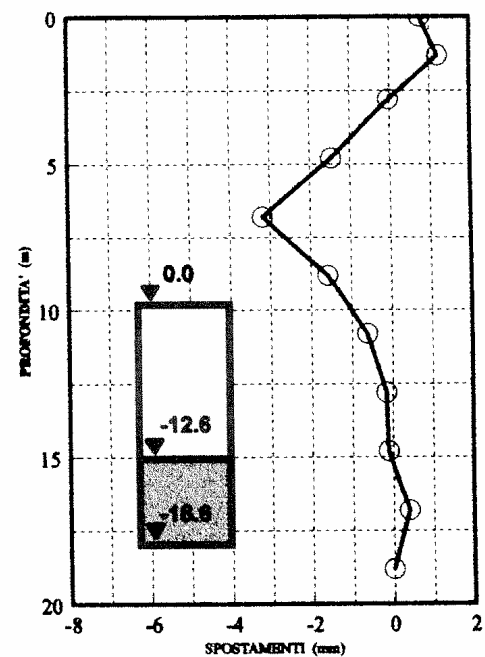
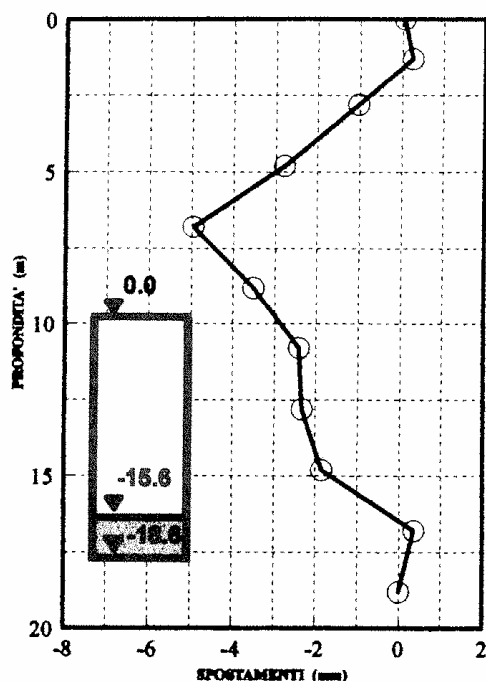
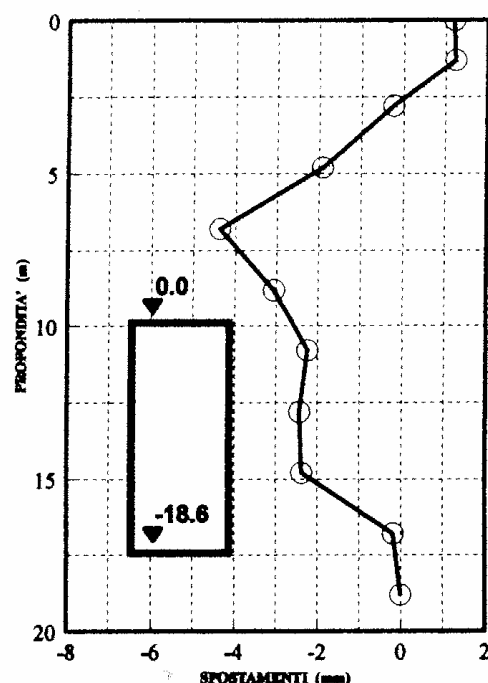


Figura 2.7 – Spostamenti orizzontali del tubo inclinometrico al termine delle varie fasi di scavo (Russo e Viggiani 1997).

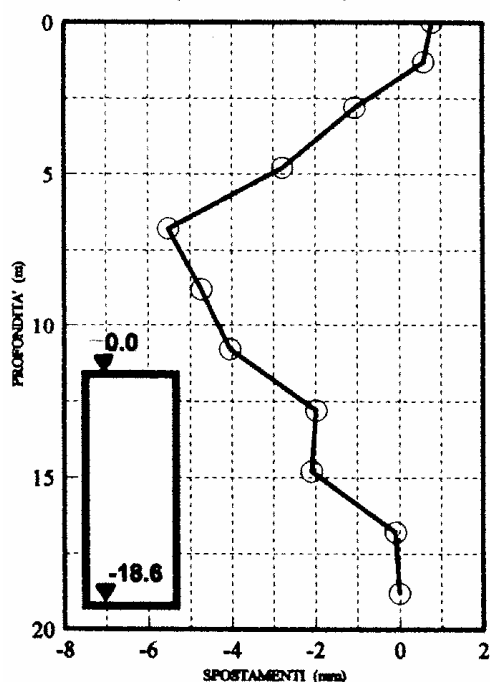
**MISURE INCLINOMETRICHE - SCAVO V PIANO
(NOVEMBRE 1993)**



**MISURE INCLINOMETRICHE - SCAVO VI PIANO
(GENNAIO 1994)**



**MISURE INCLINOMETRICHE - FINE SCAVO
(FEBBRAIO 1994)**



**MISURE INCLINOMETRICHE - FINE SCAVO
(APRILE 1994)**

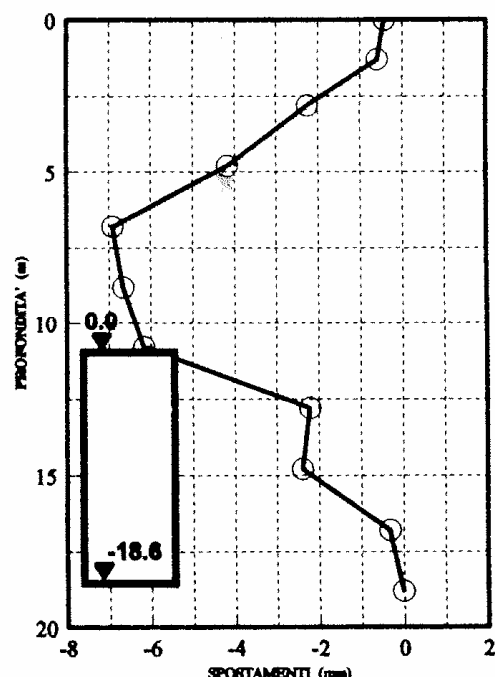


Figura 2.8 – Spostamenti orizzontali del tubo inclinometrico al termine delle varie fasi di scavo (Russo e Viggiani 1997).

Fenelli e Pagano (1997) hanno monitorato uno scavo di vaste dimensioni sostenuto da un diaframma in calcestruzzo costituito da pannelli modulari con vari livelli di

ancoraggi a seconda della profondità di scavo. I terreni interessati sono pozzolane, di riporto e in sede. Un'importante considerazione che fanno riguarda la risposta esibita dai pannelli tiratati (con uno e due livelli di ancoraggi), caratterizzata da un cinematismo di tipo a mensola, tipico di una paratia libera, con spostamenti nulli al piede e massimi in testa figura 2.9. Detto comportamento sembra anomalo se letto secondo gli schemi concettuali più diffusi, ma coerente a quanto osservato da altri autori.

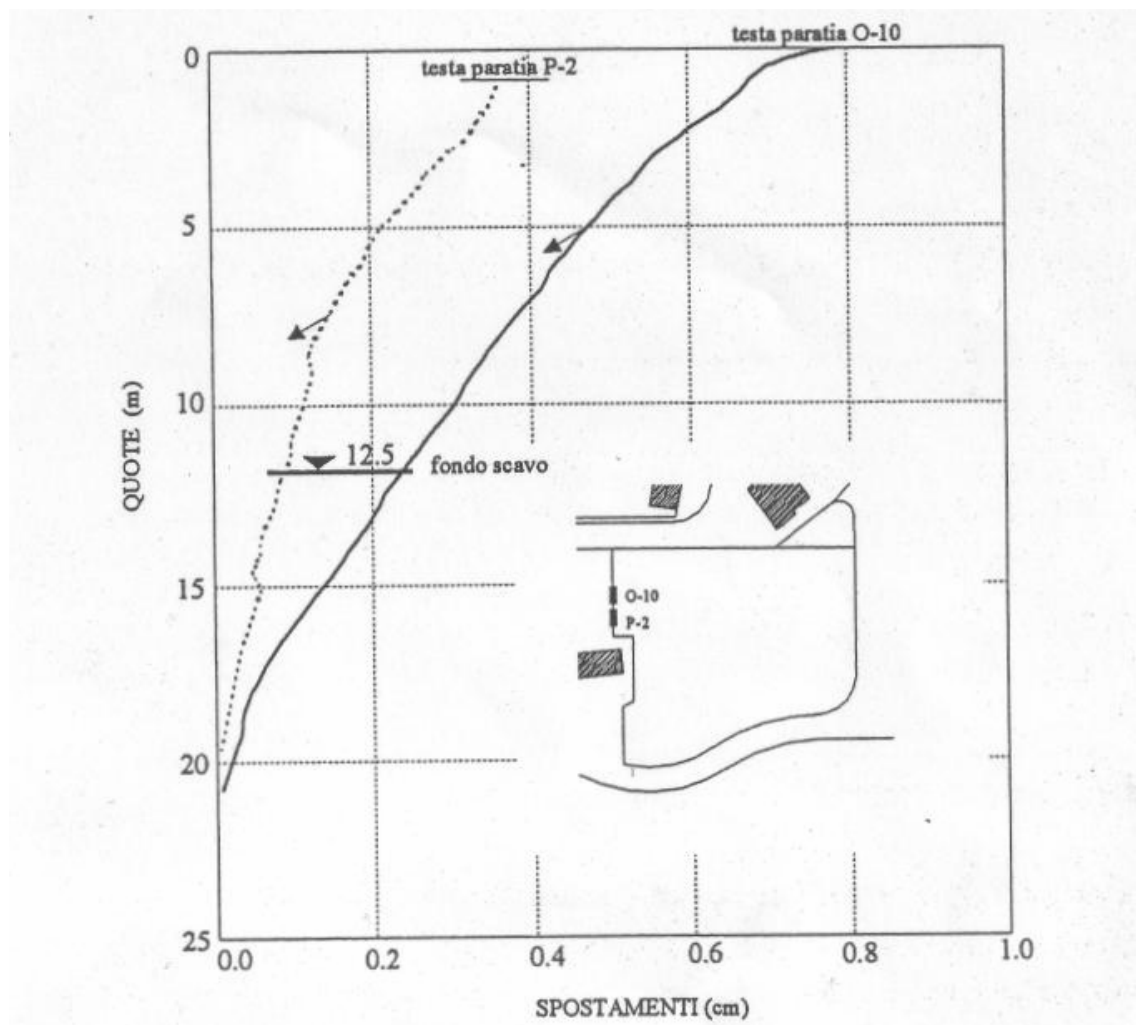


Figura 2.9 – Spostamenti in due pannelli a scavo ultimato (Fenelli G. B. e Pagano L.).

Poh e Wong (2001) hanno reso evidente l'influenza in fase di scavo, della lunghezza in pianta dei pannelli sui valori degli spostamenti orizzontali del terreno. La figura 2.10 raccoglie un insieme di misure che indicano una ben definita correlazione tra i valori massimi dello spostamento orizzontale e l'area della superficie laterale del

singolo pannello. Questi risultati sono da attribuirsi a due distinte cause: l'effetto arco e il tempo di realizzazione del pannello. L'effetto arco si manifesta con maggiore intensità in scavi di pannelli di ridotta lunghezza; questi, inoltre, richiedono minori tempi di realizzazione. Entrambi gli effetti concorrono, quindi, al minore sviluppo di spostamenti orizzontali rispetto a quelli attesi per pannelli di maggiore dimensioni.

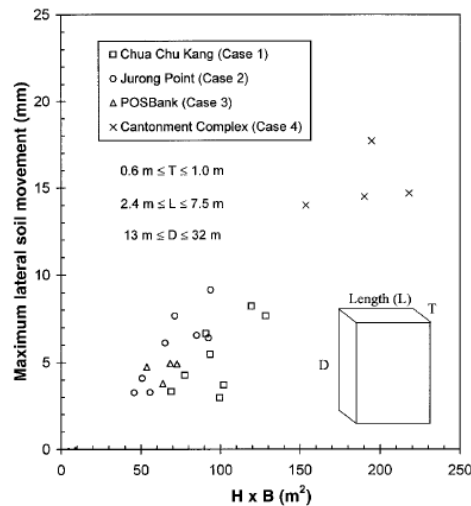


Figura 2.10 – Effetto delle dimensioni del singolo pannello sui valori massimi dello spostamento orizzontale (da Poh e Wong 2001).

Gifuni et al. (2007) descrivono i risultati del monitoraggio delle paratie di protezione di uno scavo per la realizzazione di un parcheggio interrato, realizzato in prossimità di numerose costruzioni. Lo scavo profondo circa 13 m è stato protetto con paratie di pali di medio diametro con due o tre livelli di ancoraggi attivi del tipo a bulbo iniettato. Il sottosuolo è costituito da una successione di materiali piroclastici sciolti a tetto della formazione del tufo giallo napoletano. Le misure inclinometriche, realizzate in corrispondenza delle principali fasi esecutive, sono rappresentate in figura 2.11 in termini di profili di spostamenti orizzontali. Per le fasi esecutive durante le quali sono state ripetute più misure, sono riportati gli involupei dei profili inclinometrici; inoltre per ciascuna verticale sono rappresentati in modo sintetico gli azimut degli spostamenti sotto forma di diagrammi polari.

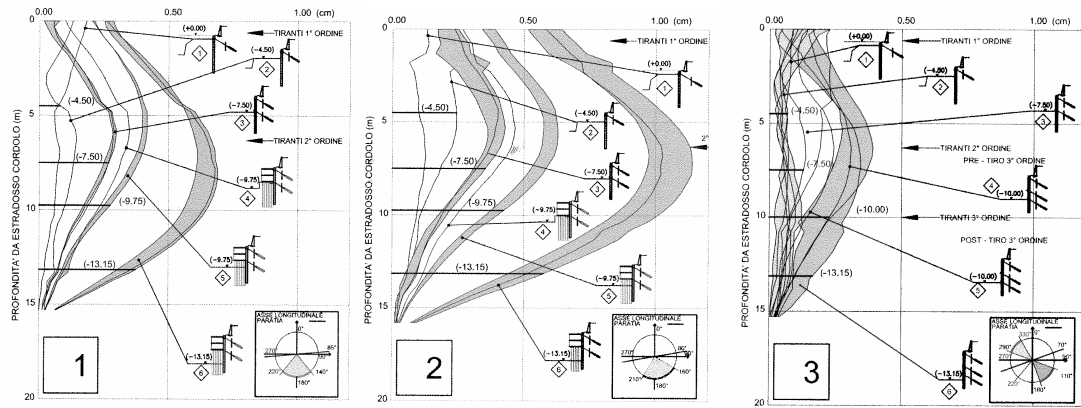


Figura 2.11 – Misure inclinometriche (Gifuni et al. 2007).

Le tre verticali inclinometriche registrano a termine scavo spostamenti massimi variabili da 4 mm a 7 mm, mediamente inferiori alla soglia per la quale a monte le condizioni di rottura assumono carattere diffuso (regime di stato attivo). In sostanza i valori indicano che il progetto ha colto l'obiettivo di minimizzare l'azione di disturbo dello scavo sui manufatti preesistenti.

2.4.2 Spostamenti del piano campagna

Il primo studio sistematico sulle caratteristiche dei movimenti indotti dalla esecuzione di scavi è probabilmente costituito dalla ben nota relazione generale di Peck alla VII ICSMFE di Città del Messico (*Peck R. B. 1969*), nella quale sono raccolte e rielaborate le misure di spostamento eseguite su quarantasette diversi case-histories di scavi sostenuti da palancole metalliche o "soldier piles", ancorati su più livelli mediante tiranti o puntoni.

Peck (1969), nella figura 2.12 riporta una serie di dati sui cedimenti del terreno in prossimità di scavi a cielo aperto, dai quali si può notare che l'entità del cedimento cresce passando da terreni incoerenti ed argille consistenti (zona I) ad argille poco consistenti (zona II e III). In queste ultime il cedimento aumenta con lo spessore dello strato argilloso al di sotto del fondo scavo e al diminuire del coefficiente di sicurezza dello scavo stesso. Si può ancora notare che i cedimenti si estendono ad una zona la cui estensione può essere pari a 3 ÷ 4 volte la profondità dello scavo.

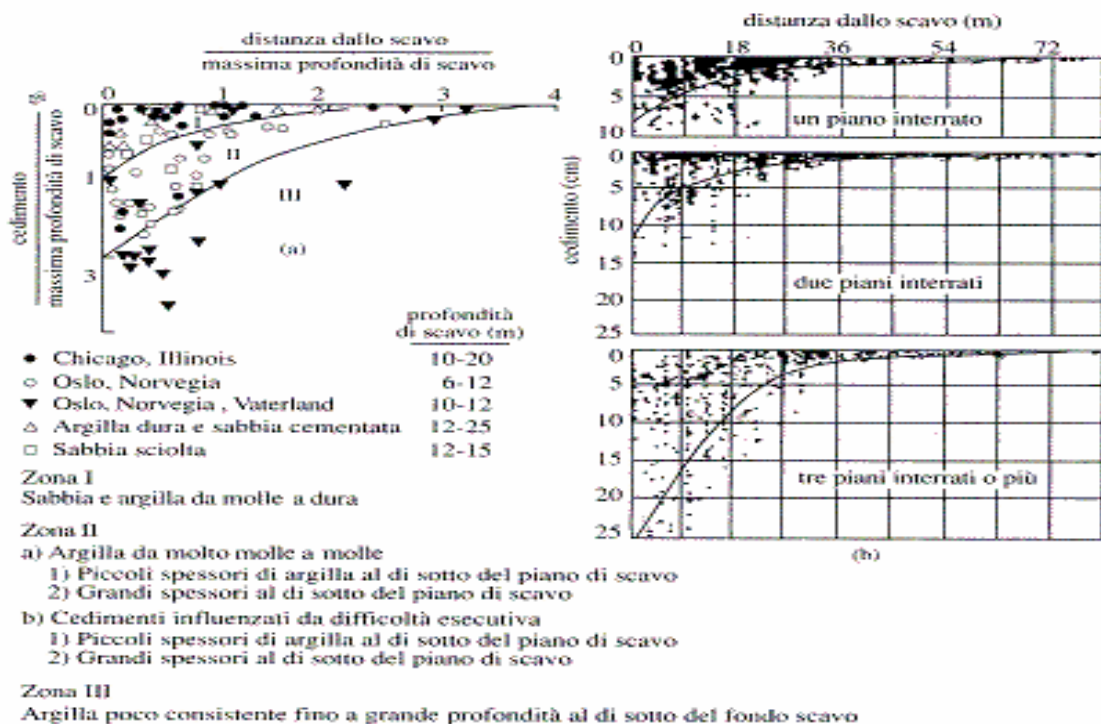


Figura 2.12 – a) Cedimenti indotti da scavi a cielo aperto in vari terreni, in funzione della distanza dal bordo dello scavo; b) cedimenti associati a scavi per la realizzazione di piani interrati in Chicago (Peck, 1969).

A partire dal lavoro di Peck, numerosi ricercatori hanno contribuito ad estendere la base di dati, includendo informazioni relative a situazioni differenti per tipo di terreno, tipologie strutturali e tecniche di scavo impiegate, che riflettono i progressi compiuti negli ultimi anni in campo tecnologico.

A tale riguardo, i dati riportati da Clough & O'Rourke appaiono particolarmente significativi, in virtù dello sforzo compiuto per isolare e separare i movimenti direttamente associati allo scavo da quelli imputabili a fattori quali:

- a) l'istallazione delle pareti verticali di sostegno;
- b) l'adozione di tecniche costruttive inadeguate al controllo dei movimenti, quali ad esempio esecuzione di elevati sovraccarichi prima dell'istallazione dei supporti orizzontali, carenze nella esecuzione dei lavori dovute a manodopera poco esperta, inadeguato controllo delle condizioni idrauliche.

Sulla base delle ipotesi, originariamente avanzate da Peck (1969), che l'entità dei movimenti indotti dallo scavo sia determinata principalmente dalle caratteristiche litologiche e dall'indice di consistenza dei terreni interessati, *Clough & O'Rourke (1990)* raggruppano le osservazioni sperimentali disponibili sui movimenti del piano campagna a tergo dello scavo nelle seguenti tre categorie principali:

- 1. scavi in terreni granulari;
- 2. scavi in terreni coesivi da consistenti a molto consistenti;
- 3. scavi in terreni coesivi da teneri a mediamente consistenti.

L'andamento delle misure per scavi in *terreni granulari* è illustrato in figura 2.13. I diversi punti sperimentali si riferiscono principalmente a scavi sostenuti mediante "soldier pile walls" o palancole metalliche ancorate su più livelli mediante puntoni o tiranti; solo uno dei casi riportati è relativo a una paratia in c.a. multiancorata mediante puntoni. In tale tipo di terreni, gli spostamenti verticali del piano campagna rappresentano una modesta percentuale della altezza di scavo totale H , con valori massimi compresi nell'intervallo $(0,1 \div 0,3)\%$. Gli spostamenti verticali misurati decrescono in misura approssimativamente lineare con la distanza dalla parete fino ad annullarsi per $X/H \cong 2$. Nella figura, la linea tratteggiata indica una possibile curva limite per i cedimenti in tale tipo di terreni.

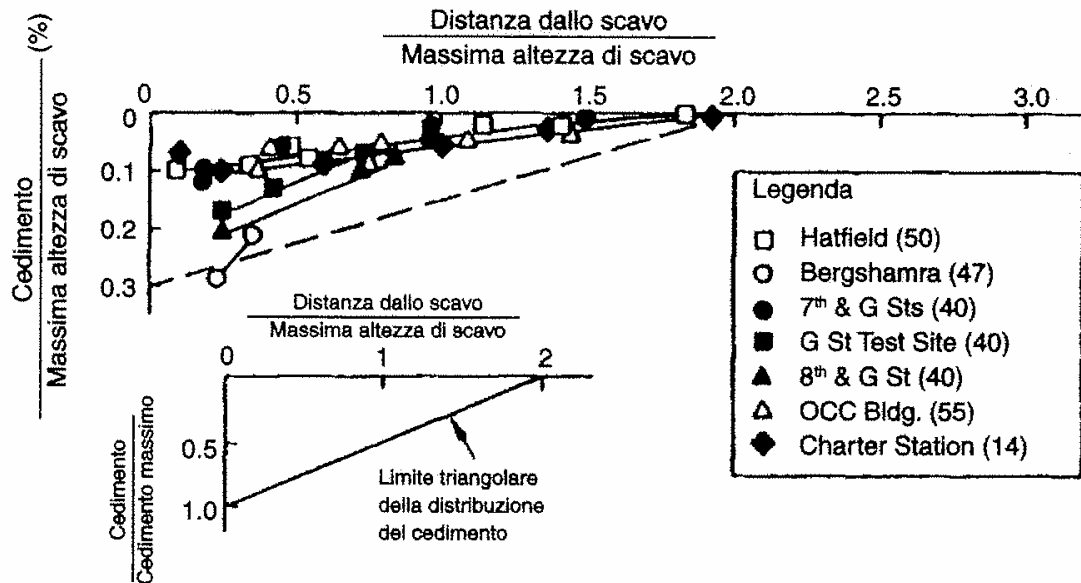


Figura 2.13 – Scavi in terreni granulari. Spostamenti verticali misurati in funzione della distanza dalla parete (da Clough & O'Rourke 1990).

La figura 2.14 riporta l'andamento delle figure raccolte dagli stessi autori per scavi in terreni coesivi da consistenti a molto consistenti, sostenuti nella maggior parte dei casi, mediante paratie in c.a. o "soldier pile walls" ancorati su più livelli. Anche in questo caso i cedimenti rappresentano solo una frazione relativamente modesta dell'altezza finale di scavo, con rapporti $S_{v,max}/H$ non superiori allo 0,3%, ed andamento più o meno linearmente decrescente con la distanza dalla parete figura 2.14a. L'estensione della zona interessata dai movimenti è però maggiore, risultando pari a circa tre volte l'altezza di scavo. I sollevamenti, di entità massima pari allo 0.1% di H, registrati in alcuni scavi eseguiti a Houston, Texas, sono probabilmente da attribuire agli effetti dello scarico tensionale prodotto dallo scavo (Burland et al. 1979). Anche in questo caso è possibile stabilire un limite superiore per gli spostamenti caratterizzato da un andamento triangolare, indicato dalla linea tratteggiata in figura 2.14a.

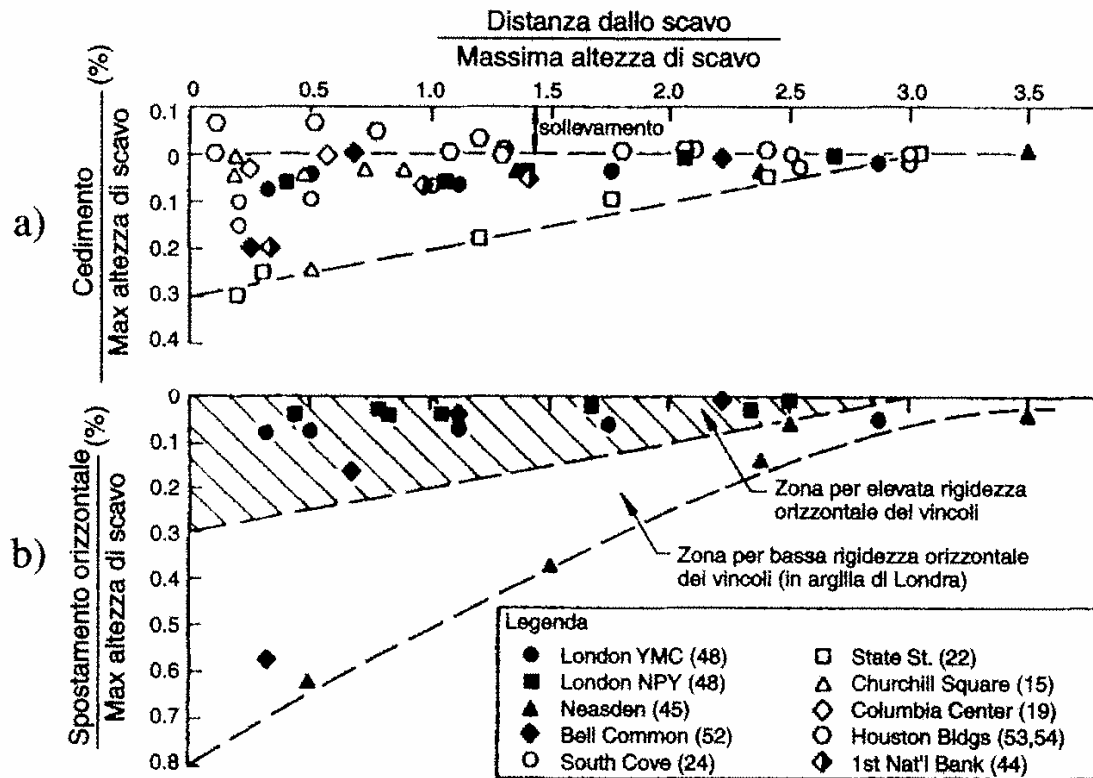


Figura 2.14 – Scavi in terreni coesivi da consistenti a molto consistenti (da Clough & O'Rourke 1990). a) Spostamenti verticali misurati in funzione della distanza dalla parete; b) Spostamenti orizzontali misurati in funzione della distanza dalla parete.

Le misure dello spostamento orizzontale S_h del piano campagna a tergo dello scavo risultano più disperse di quelle relative ai cedimenti figura 2.14b. Nel diagramma, Clough & O'Rourke (1990) distinguono due zone. La prima è relativa a strutture sostenute mediante supporti relativamente rigidi, tali da prevenire sostanziali movimenti orizzontali della parete. La seconda si riferisce invece a strutture per le quali il tipo di supporto adottato ha permesso alla parete di scontare movimenti orizzontali relativamente elevati (e. g. Bell Common Tunnel, Tedd et al. 1984). Nel primo caso, i movimenti orizzontali osservati sono dello stesso ordine di grandezza dei corrispondenti spostamenti verticali, mentre nel secondo, il rapporto S_h/S_v è generalmente maggiore dell'unità e può raggiungere in alcuni casi valori pari a $2,5 \div 3$ (si veda anche Burland et al. 1979).

I movimenti misurati in corrispondenza di scavi in *terreni coesivi teneri* sono riassunti in figura 2.15. Nella figura sono riportati dati relativi a scavi sostenuti da palandole metalliche, "soldier piles" e paratie in c.a. ancorate su più livelli mediante puntoni o "rakers". A differenza dei due casi precedenti, la figura mostra una notevole

dispersione nelle misure figura 2.15a. Clough & O'Rourke (1990) osservano tuttavia che i dati tendono ad assumere un andamento molto più definito se, nel rappresentare ciascun profilo di subsidenza, in luogo del rapporto S_v/H si utilizza il rapporto $S_v/S_{v,max}$ tra lo spostamento verticale e lo spostamento verticale massimo corrispondente, figura 2.15b. La curva che definisce l'andamento del rapporto $S_v/S_{v,max}$ in funzione della distanza normalizzata X/H della parete, che riveste un ruolo importante in alcuni metodi a carattere empirico o semiempirico per la previsione dei movimenti del piano campagna, è definita nel seguito *profilo di subsidenza normalizzato*.

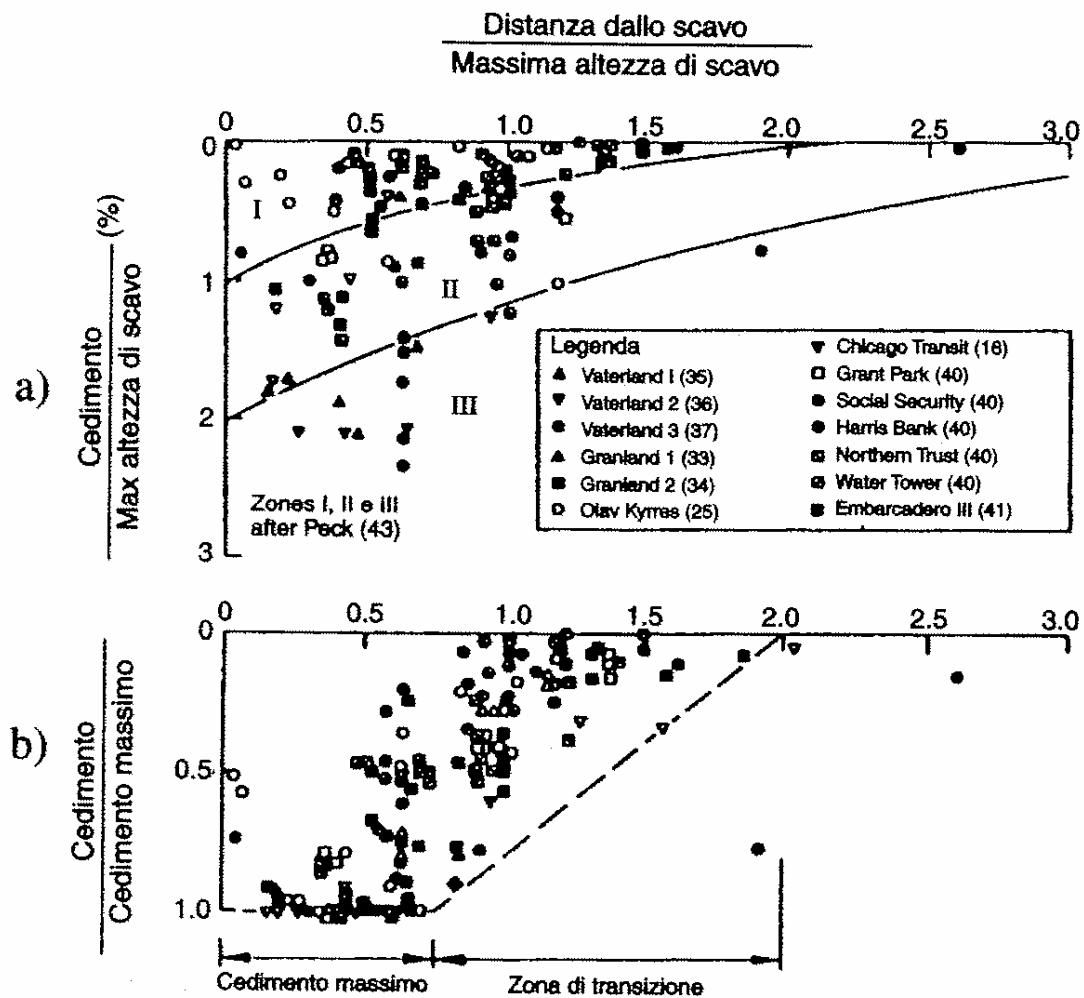


Figura 2.15 – Scavi in terreni coesivi da teneri a mediamente consistenti (da Clough & O'Rourke 1990). a) Spostamenti verticali misurati in funzione della distanza dalla parete; b) rapporto $S_v/S_{v,max}$ in funzione della distanza dalla parete.

Le misure appaiono in questo caso limitate da un involucro di forma trapezoidale , indicato in figura con la linea tratteggiata, che si estende fino ad una distanza pari a $2H$ dalla parete e presenta un gradiente costante in corrispondenza della zona $0.75 \leq X/H \leq 2$.

Gli stessi autori diagrammano i cedimenti massimi del piano campagna in funzione dell'altezza di ritenuta figura 2.16.

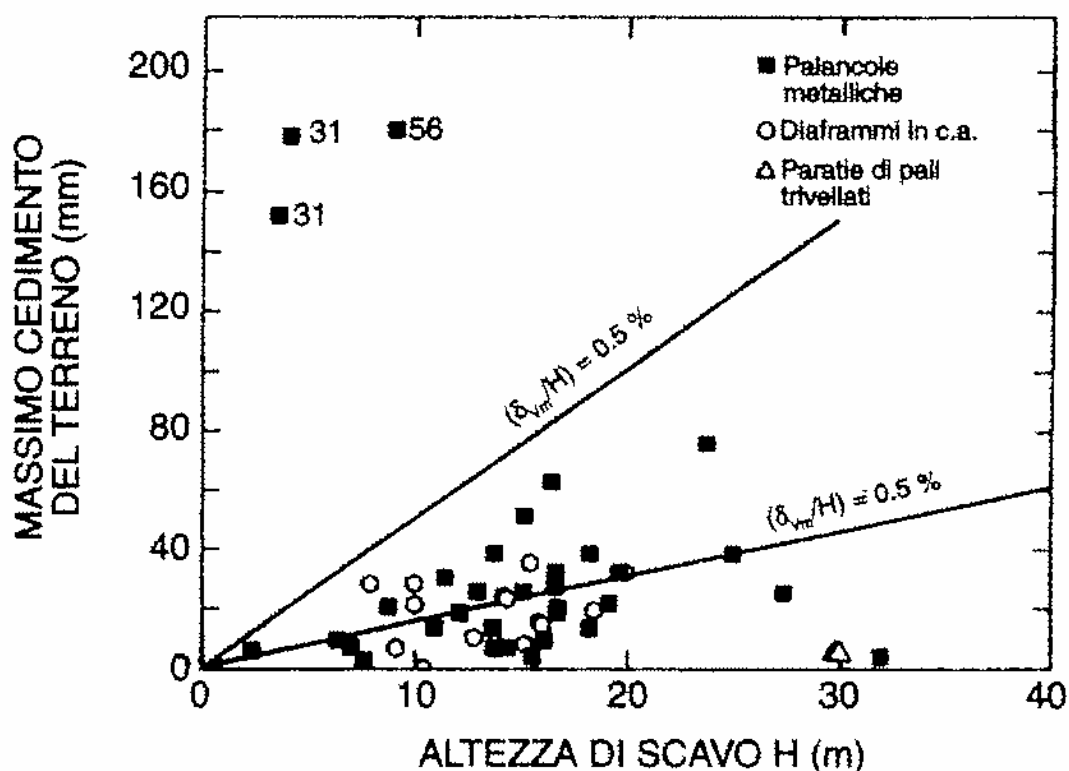


Figura 2.16 – Correlazione tra cedimento massimo ed altezza di scavo (da Clough & O'Rourke 1990).

Anche in questo caso la tipologia delle varie opere esaminate non sembra giocare alcun ruolo; il valore medio del massimo cedimento, rapportato all'altezza H , è pari allo 0,15%.

Inoltre Clough & O'Rourke forniscono anche i profili di subsidenza normalizzati per varie tipologie di terreno, riportati in figura 2.17, ottenuti come involucri limite delle misure in sito relative ai vari case-histories da essi presi in esame. Si noti che in

questa figura mentre le ascisse sono al solito rapportate ad H , il cedimento di un generico punto appartenente al piano campagna è stato adimensionalizzato rispetto al massimo valore dell'intera deformata. La conoscenza di tale valore è quindi essenziale per la previsione della deformata del piano campagna in termini dimensionali.

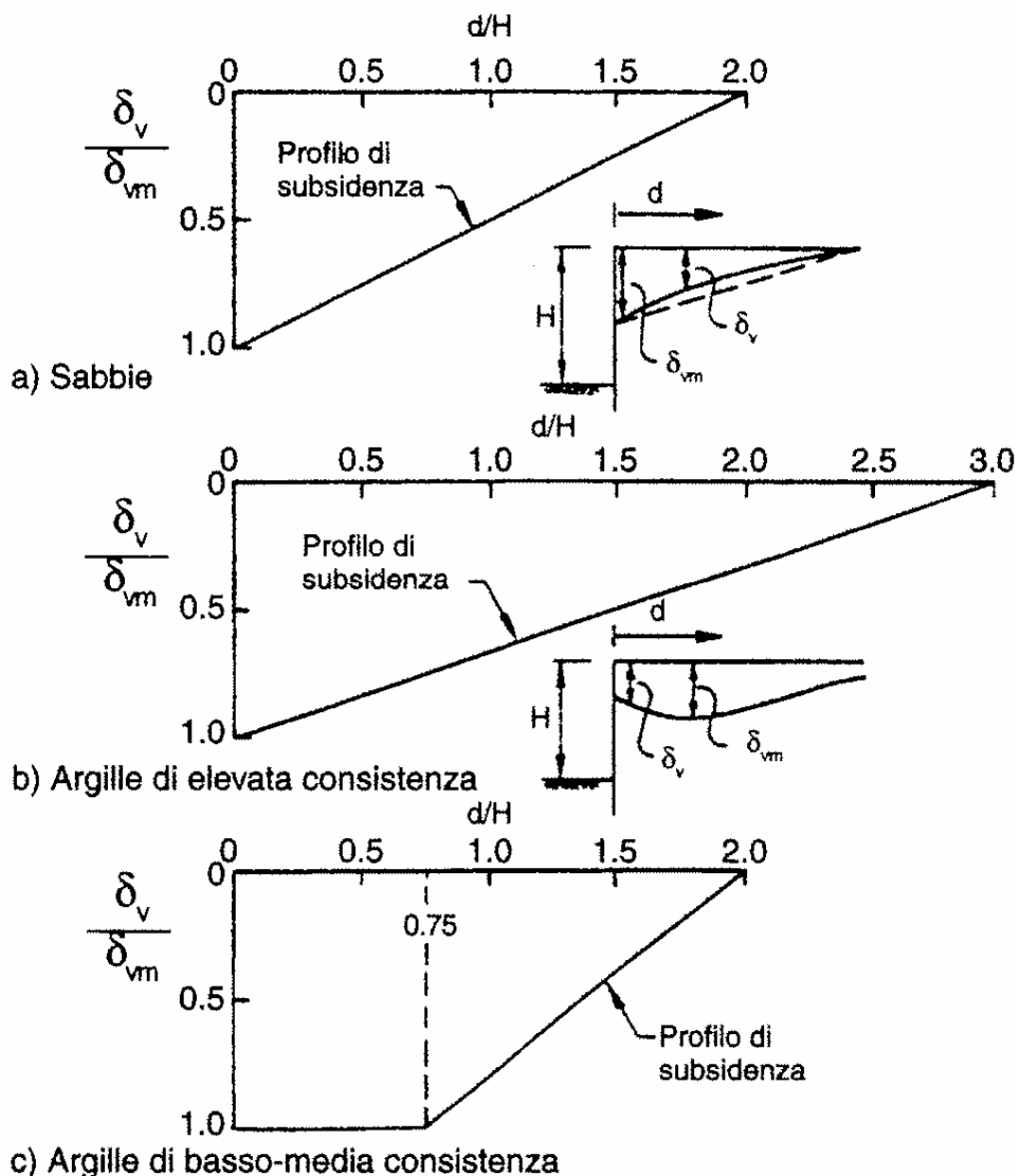


Figura 2.17 – Profili di subsidenza normalizzati per paratie in: a) sabbie, b) argille di elevata consistenza, c) argille di basso-media consistenza (da Clough & O'Rourke 1990).

Ou et al. 1993 individuano due tipologie di profilo di subsidenza:

- *A sbalzo* (spandrel type): ove lo stato di spostamento massimo è localizzato molto vicino alla sommità dell'opera di sostegno;
- *Concavo* (concave type): ove il massimo si trova ad una distanza maggiore.

Gli autori basandosi sull'osservazione di dieci case-history, desumono che l'ampiezza e la forma della deformata del paramento, possono dare origine a forme differenti del profilo di subsidenza. In particolare se la maggioranza dello spostamento si evidenzia nella prima fase di scavo, si avrà una deformata di tipo a *sbalzo*, viceversa se l'ampiezza dello spostamento dovuta alla prima fase di scavo è relativamente piccola rispetto all'inflessione del paramento legata all'installazione dei supporti inferiori si avrà una deformata di tipo *concava*.

O'Rourke (1981) ha mostrato come tra il rapporto S_h/S_v tra le componenti orizzontale e verticale degli spostamenti del piano campagna ed il coefficiente di deformazione esista una correlazione piuttosto stretta. Tuttavia, da un punto di vista essenzialmente applicativo, risulta forse più interessante valutare la possibilità di correlare gli spostamenti verticali del piano campagna con gli spostamenti orizzontali della parete. Ciò, infatti, può consentire di utilizzare i risultati delle metodologie approssimate di calcolo per ottenere una previsione, sia pure di larga massima, dei movimenti del piano campagna. Un tale tipo di correlazione è fornita da Mana & Clough (1981), che osservano come tra lo spostamento verticale massimo del piano campagna, $S_{v,max}$, e lo spostamento orizzontale massimo della parete, $S_{w,max}$, sia possibile stabilire un rapporto pressoché costante, compreso tra 0,5 ed 1,0. Peraltro, Mana & Clough (1981), non operano alcuna distinzione tra i diversi cinematismi riscontrati nei vari case-history esaminati. Questo può, almeno in parte, rendere ragione della notevole dispersione riscontrata nei valori del rapporto $S_{v,max}/S_{w,max}$. Inoltre, la base di dati presa in esame da tali autori risulta relativamente limitata. Al fine di verificare la possibilità di migliorare tale correlazione, Pane & Tamagnini (1997), estendono la base di dati sperimentali a situazioni anche molto diverse da quelle prese in esame da Mana & Clough e distinguendo i vari case-histories in ragione del tipo di cinematismo riscontrato nei movimenti della parete, sono stati recuperati dalla letteratura i dati relativi a 15 diversi case-histories di scavi di altezza variabile tra 5 e 60 m, in terreni coesivi, stratificati o a grana grossa, e caratterizzati da cinematismi della parete di tipo “a sbalzo” o “profondo”. L'interpolazione lineare dei dati disponibili, forzata per l'origine, fornisce le seguenti relazioni:

$$\text{■ } S_{v,max} / S_{w,max} = 0,94 \quad \text{cinematismo di tipo "profondo"} \quad [4.1]$$

$$\text{■ } S_{v,max} / S_{w,max} = 0,64 \quad \text{cinematismo di tipo "a sbalzo"} \quad [4.2]$$

Sebbene i dati relativi alle strutture caratterizzate da un cinematismo di tipo “a sbalzo” siano ancora piuttosto esigui e mostrino una dispersione relativamente elevata, la correlazione ottenuta per le strutture vincolate è molto soddisfacente, se si considera che i dati presi in esame si riferiscono ad un enorme campo di variazioni della altezza di scavo ed a valori di $S_{v,max}$ compresi tra pochi millimetri e ben 25 cm. Si noti infine che i dati relativi alle misure riportate da Finno et al. (1989), evidenziati nella figura 2.18, si riferiscono ad una struttura in condizioni non lontane dal collasso, in corrispondenza della quale si è assistito alla formazione di estese bande di taglio. La divergenza riscontrabile tra tali misure e le correlazioni [4.1] e [4.2] non è pertanto da ritenere casuale.

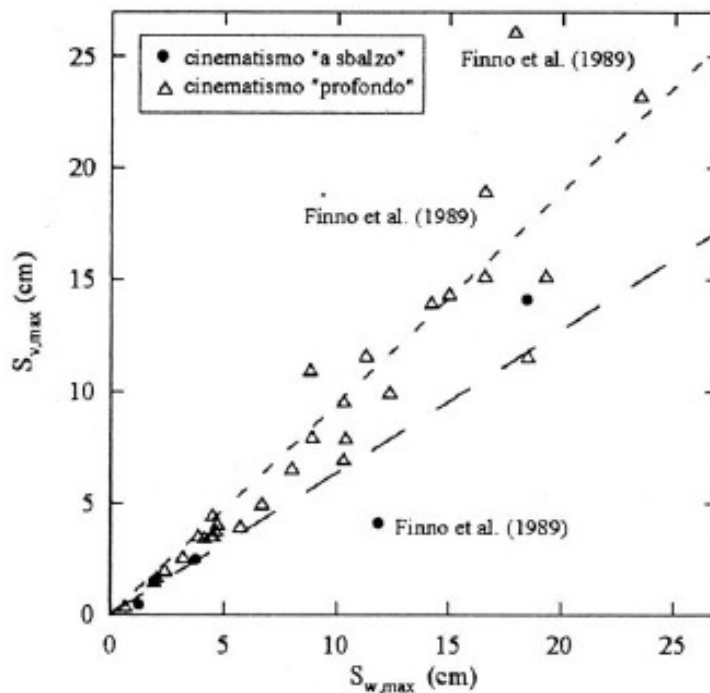


Figura 2.18 – Correlazione tra cedimento massimo del piano campagna $S_{v,max}$ e spostamento massimo della parete $S_{w,max}$ per cinematismi di tipo “a sbalzo” o “profondi” (da Pane & Tamagnini 1997).

2.5. Monitoraggio di opere di sostegno e dell'ambiente circostante

In ingegneria geotecnica è ben nota l'importanza delle osservazioni sperimentali su opere in vera grandezza, i benefici che derivano da un'accurata osservazione (monitoraggio) di un'opera geotecnica comprendono fra l'altro, l'individuazione di aspetti relativi del comportamento del terreno e della struttura; il contributo alla validazione dei processi di analisi; la definizione di correlazioni empiriche. La progettazione di un'opera di ingegneria comporta necessariamente la formulazione di previsioni riguardanti il suo comportamento. Tali previsioni sono ottenute da modelli che schematizzano la realtà, che sono in grado di rappresentare correttamente solo alcuni dei fattori che contribuiscono a definire il comportamento dell'opera. Il monitoraggio è in primo luogo uno strumento di verifica della rispondenza dell'opera ai requisiti e alle previsioni di progetto, ma deve essere inteso anche come strumento di comprensione ed analisi del comportamento dell'opera. Tale comportamento può essere rilevato, in fase costruttiva e in esercizio, con l'osservazione diretta e con la misura di alcune grandezze significative. La scelta delle quantità da osservare e delle modalità di misura può essere opportunamente indirizzata dalla previsione del comportamento dell'opera. Le attività di monitoraggio dovrebbero comprendere la misura di tutte le grandezze valutate nella previsione di progetto. Vincoli di natura logistica ed economica spingono viceversa nella direzione di ridurre al minimo le grandezze misurate. Un elenco non necessariamente esaustivo, delle quantità tipicamente misurate durante e dopo la realizzazione di uno scavo sono:

- spostamenti orizzontali delle paratie;
- spostamenti verticali del terreno e delle strutture a tergo delle paratie;
- spostamenti verticali del terreno all'interno dello scavo;
- pressioni interstiziali;
- forze negli ancoraggi e nei puntoni;
- sollecitazioni nelle paratie;
- temperatura;
- tensioni al contatto tra terreno e paratie.

Per rendere un monitoraggio efficace bisognerebbe redigere un programma di monitoraggio, nel quale si stabilisce:

- gli obiettivi del monitoraggio e quindi le caratteristiche che si vogliono conoscere (in funzione anche del modello con il quale si studierà il problema);

- gli strumenti che si vogliono utilizzare;
- la localizzazione degli strumenti di monitoraggio;
- la frequenza a cui effettuare le misure (e se necessario utilizzare strumenti ad acquisizione continua);
- la modalità con cui elaborare i dati.

Importante è naturalmente l'accuratezza delle misure, bisogna quindi prestare particolare attenzione alle modalità d'installazione degli strumenti e ad una loro corretta calibrazione. L'elaborazione dei dati sperimentali *grezzi* costituisce l'interpretazione dei risultati del monitoraggio, e viene effettuata alla luce di un modello; nella fase di osservazione sperimentale è quindi importante distinguere in modo inequivocabile i dati raccolti sul campo (dati sperimentali bruti) da quelli elaborati. Inoltre, gli strumenti, possono subire danneggiamenti dovuti a vari fattori (urti accidentali, fenomeni naturali quali la corrosione, danneggiamento causato da variazioni termiche), per questo un requisito importante che un sistema di monitoraggio dovrebbe avere è la ridondanza in modo tale da poter facilmente individuare il malfunzionamento di strumenti.

Di seguito vengono elencati una serie di obiettivi che solitamente ci si prefigge con il monitoraggio e gli strumenti che si utilizzano per perseguire tali obiettivi:

1. *pressioni interstiziali e livello della falda.* Si possono usare vari tipi di piezometri, dai piezometri Casagrande a quelli a corda vibrante alle celle piezometriche ecc.;
2. *tensioni nel terreno.* Si possono utilizzare celle tensiometriche, ma le misure utilizzando tali strumenti sono poco affidabili;
3. *carichi nei sostegni.* Si utilizzano celle di carico o dinamometri.
4. *sollecitazioni nella parete.* Si possono utilizzare celle di carico, oppure ipotizzando il modello costitutivo della parete, in clinometri ed estensimetri;
5. *deformazioni e spostamenti della parete.* Si utilizzano inclinometri e tecniche topografiche;
6. *spostamenti nel sottosuolo.* Si utilizzano in clinometri, estensimetri, assestimetri e tecniche topografiche;
7. *temperatura del terreno.* Si utilizzano termistori;
8. *inclinazione delle strutture adiacenti.* Si utilizzano tiltometri;
9. *fessurazione delle strutture adiacenti.* Si utilizzano fessurimetri.

Spesso questi strumenti non forniscono direttamente la misura che si cerca, ma una misura secondaria che può essere ad essa correlata.

Per ottenere informazioni dagli inclinometri dobbiamo, fin dall'inizio, fare delle ipotesi e delle elaborazioni. Infatti l'inclinometro ci fornisce l'inclinazione del tubo lungo la verticale, dalla quale ci si possono ricavare gli spostamenti dei vari punti (tramite integrazione delle rotazioni), a partire però da un punto di spostamento noto, che può essere o la cima (per cui lo spostamento può essere misurato col metodo topografico) o il punto alla base (che può essere assunto a spostamento nullo se l'inclinometro arriva abbastanza in profondità).

3 Il caso della stazione metropolitana di San Pasquale

3.1 Indagini geotecniche

Nell'ambito della progettazione di una nuova linea metropolitana a Napoli (linea 6) è stata prevista la realizzazione della stazione metropolitana di San Pasquale. Per la realizzazione di tale opera, situata in un'area fortemente antropizzata, è stata prevista la realizzazione di uno scavo profondo circa 28 m sostenuto da paratie di pannelli a T profondi circa 50 m.

Sono state previste, per la progettazione dell'opera, diverse campagne di indagini geotecniche, alcuni dei risultati vengono riassunti in seguito.

Nella campagna di indagini del 2005, sono stati eseguiti 2 sondaggi a carotaggio continuo spinti ben all'interno del banco di tufo giallo napoletano e 8 sondaggi a distruzione per l'identificazione della quota di rinvenimento del tetto del banco di tufo. In tutti i sondaggi sono state eseguite prove penetrometriche tipo SPT per la stima delle caratteristiche dei materiali sciolti posti al di sopra del banco tufaceo. Nei due sondaggi a carotaggio continuo ed a varie profondità nel banco tufaceo sono state eseguite prove di permeabilità in sito tipo Lugeon.

Come si può vedere in figura 3.1, riportante la pianta della stazione antecedente le modifiche relative per lo più alle "discenderie", i due sondaggi geotecnici a carotaggio continuo S1 ed S2 sono stati eseguiti in due spigoli del pozzo di stazione in progetto mentre i sondaggi a distruzione da SG1 a SG8 sono stati eseguiti lungo i lati lunghi del pozzo medesimo.

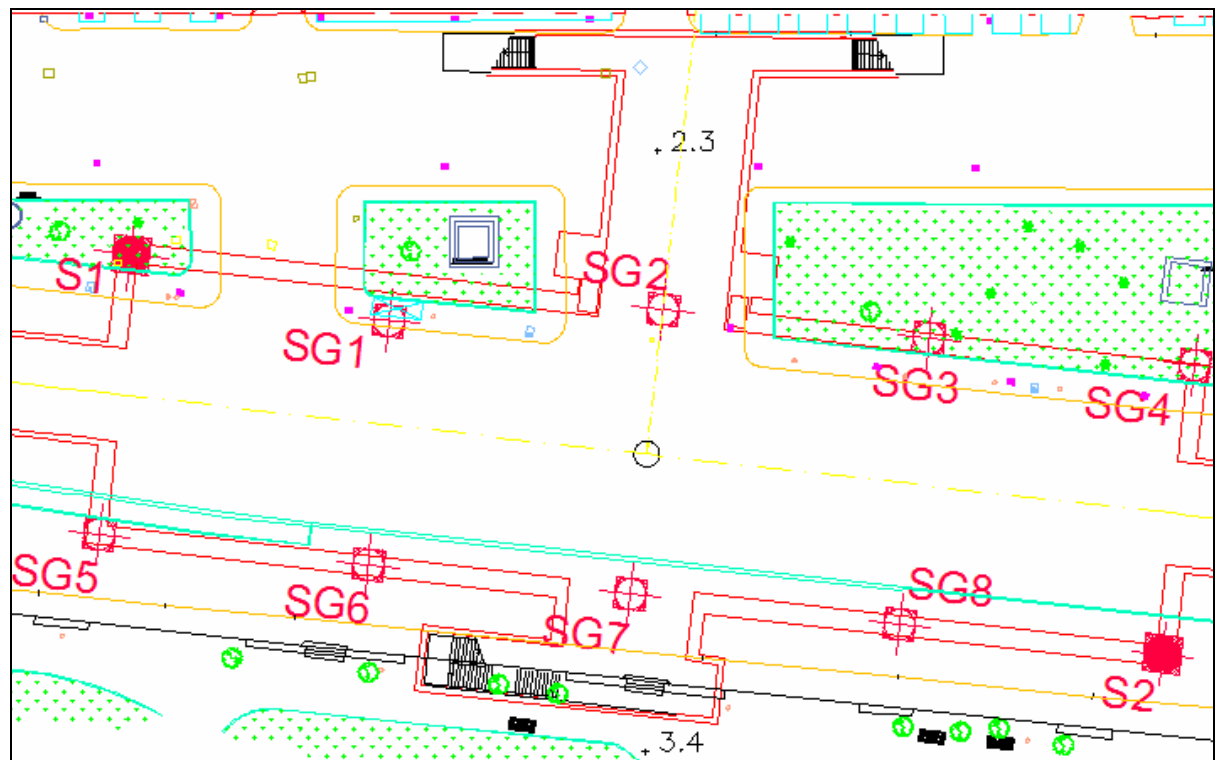


Figura 3.1. Posizione dei sondaggi rispetto alla pianta dello scavo principale

Tabella 1. Risultati dei sondaggi

Sond.	Quota p.c. (m s.l.m.)	Prof. (m)	SPT	Quota falda (m s.l.m.)	Prof. tetto tufo (m)	Quota tetto tufo (m s.l.m.)
S1	2,23	44,5	8	1,2	34,2	-31,97
S2	2,06	45	9	1,2	41	-38,94
SG1	2,27	45	9	1,2	40,7	-38,43
SG2	2,27	49	9	1,2	44,5	-42,23
SG3	2,27	52,5	9	1,2	47,5	-45,23
SG4	2,29	43	8	1,2	38	-35,71
SG5	2,03	41	8	1,2	36	-33,97
SG6	2,37	45		1,2	40	-37,63
SG7	2,29	41,5	8	1,2	36,5	-34,21
SG8	2,01	50	9	1,2	45,5	-43,49

Come già detto, in tutti i sondaggi sono state eseguite prove penetrometriche SPT a varie profondità; i relativi risultati sono riportati in diagramma nella figura 3.2.

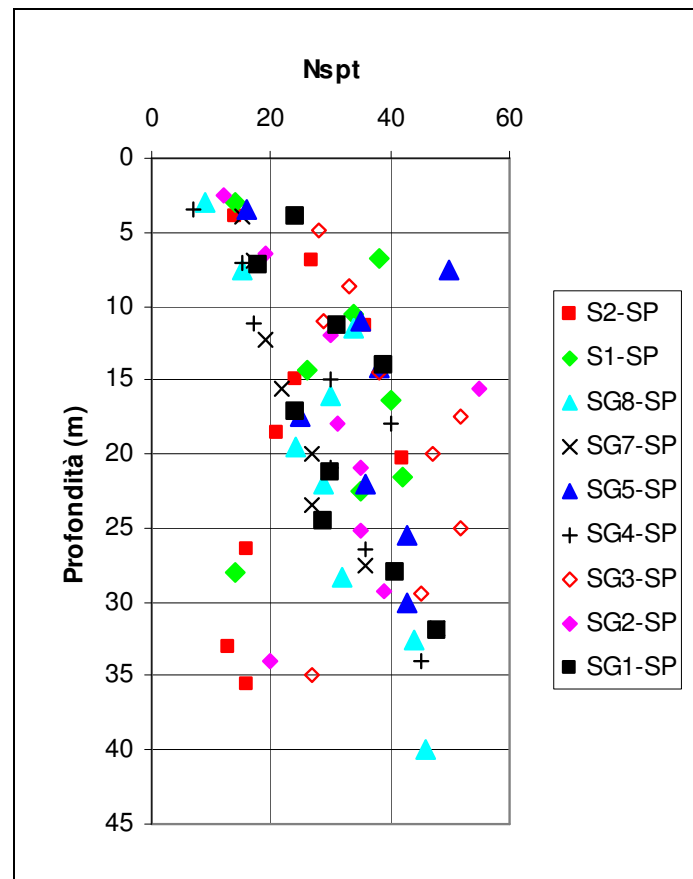


Figura 3.2. Risultati di prove SPT

Nei sondaggi S1 ed S2 sono state condotte 9 prove di permeabilità in sito Lugeon a varie profondità nel banco di tufo giallo napoletano. Nella tabella 2 sono riportate le profondità dei tratti di prova ed i relativi risultati in termini di permeabilità.

Tabella 2. Permeabilità del tufo

Sondaggio	Tratto in prova (m dal p.c.)	Terreno	k (cm /sec)
S1	34,00-36,00	tufo	1,66E-04
S1	36,20-38,20	tufo	1,53E-05
S1	38,50-40,50	tufo	4,38E-05
S1	40,30-42,50	tufo	4,22E-05
S1	42,50-44,50	tufo	5,18E-05
S2	41,50-43,50	tufo	8,40E-05
S2	43,50-45,50	tufo	2,03E-05
S2	45,50-47,50	tufo	2,28E-05
S2	47,50-49,50	tufo	3,86E-05

Nella zona interessata dallo scavo del pozzo di stazione si rinviene la falda ad una profondità di circa 1 m dal piano campagna.

I sondaggi a carotaggio S1 ed S2 consentono di riscontrare la presenza di una stratigrafia piuttosto variabile fino ad una profondità di circa 20-21 m dal piano campagna. In questo primo tratto sono presenti alcuni metri di riporti sabbiosi, seguiti da sottili strati di cineriti e pomici che costituiscono intercalazioni in uno strato di sabbia definito come depositi di spiaggia e retroduna.

Più in profondità la stratigrafia acquista caratteristiche di maggiore regolarità ed uniformità ed è caratterizzata dalla presenza di piroclastiti in sede fino alla profondità di 32-33 m. A tale profondità si riconosce la presenza di un paleosuolo che separa le piroclastiti in sede dalla pozzolana del tufo giallo napoletano, che si trova a sua volta a contatto con il tetto della formazione del banco tufaceo.

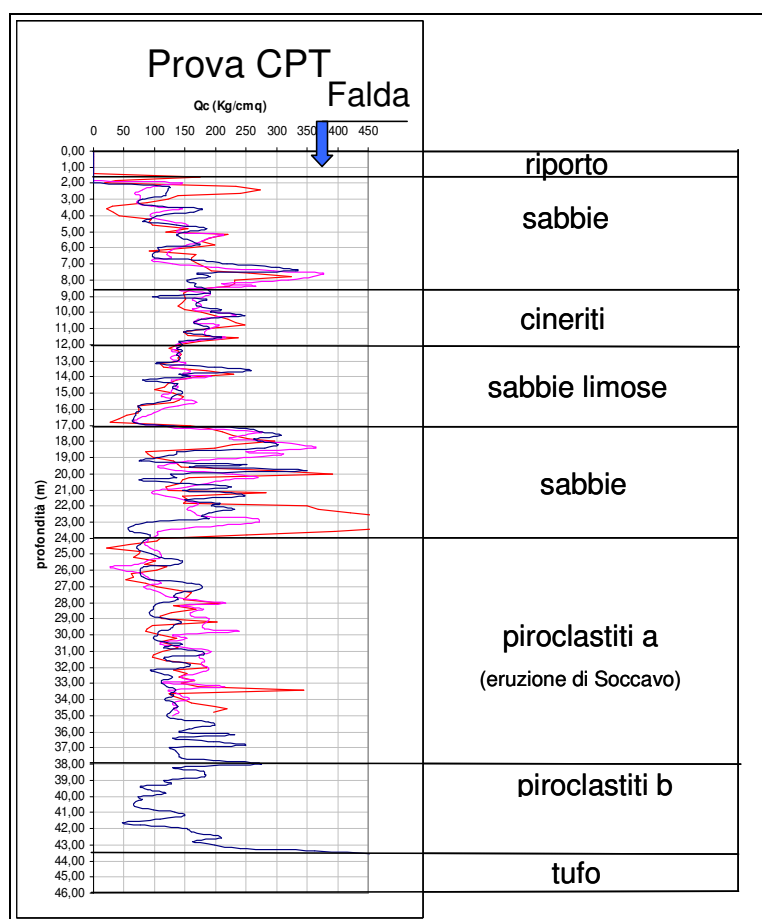


Figura 3.3. Profilo stratigrafico

L'andamento del tetto del tufo è stato ricostruito mediante i 10 sondaggi riportati nella tabella 1. I dati mostrano che il tetto del tufo ha un andamento alquanto

irregolare, trovandosi ad una profondità variabile tra i 34 m e i 47 m dal piano campagna.

La massima profondità dello scavo principale è di circa 28 m dal p.c. corrispondente ad una quota di circa -26 m s.l.m. Dunque la quota di fondo scavo, nella zona lato Mergellina (ovest), è di 6-8 metri superiore a quella del tetto del banco di tufo; in alcuni punti tale distanza sfiora i 20 m.

Le prove di permeabilità eseguite nel banco di tufo, i cui dati sono restituiti integralmente nella tabella 2, forniscono una permeabilità media pari a $5,4E-05$ cm/s. La media riferita al solo sondaggio S1 è pari a $6,4E-05$ cm/s mentre la media riferita al solo sondaggio S2 è pari a $4,1E-05$ cm/s.

Le due prove penetrometriche CPT eseguite nel 2008 (Fig. 3.4) confermano le buone caratteristiche meccaniche dei materiali sciolti presenti al di sopra del tufo già indagate attraverso prove SPT nella campagna del 2005.

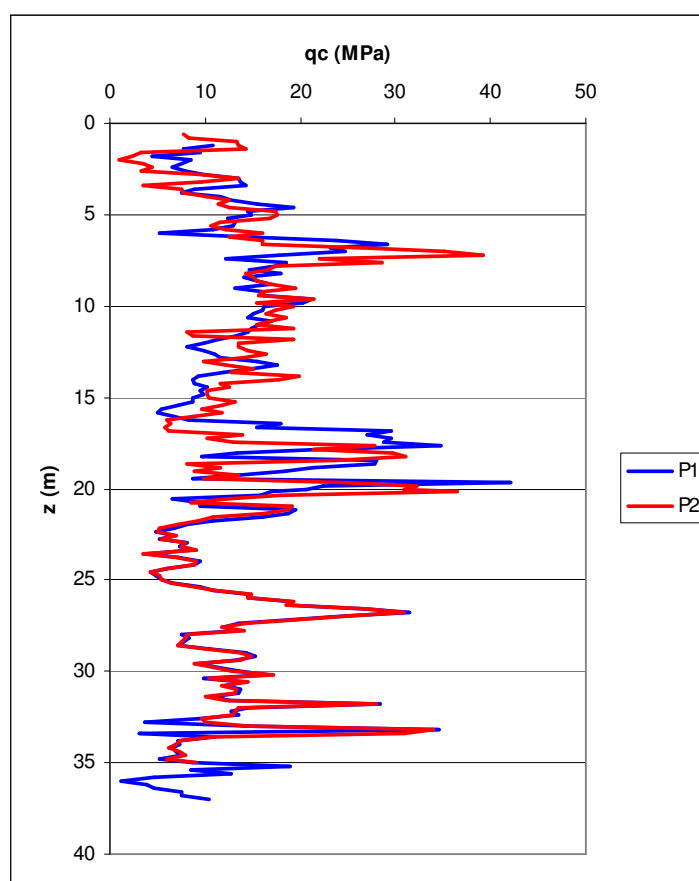


Figura 3.4. Prove penetrometriche statiche

Sempre nel 2008 è stata eseguita una prova *cross hole* spinta fino alla profondità di 46 m. Sono state misurate le velocità delle onde di compressione P e di taglio S (Fig. 3.5).

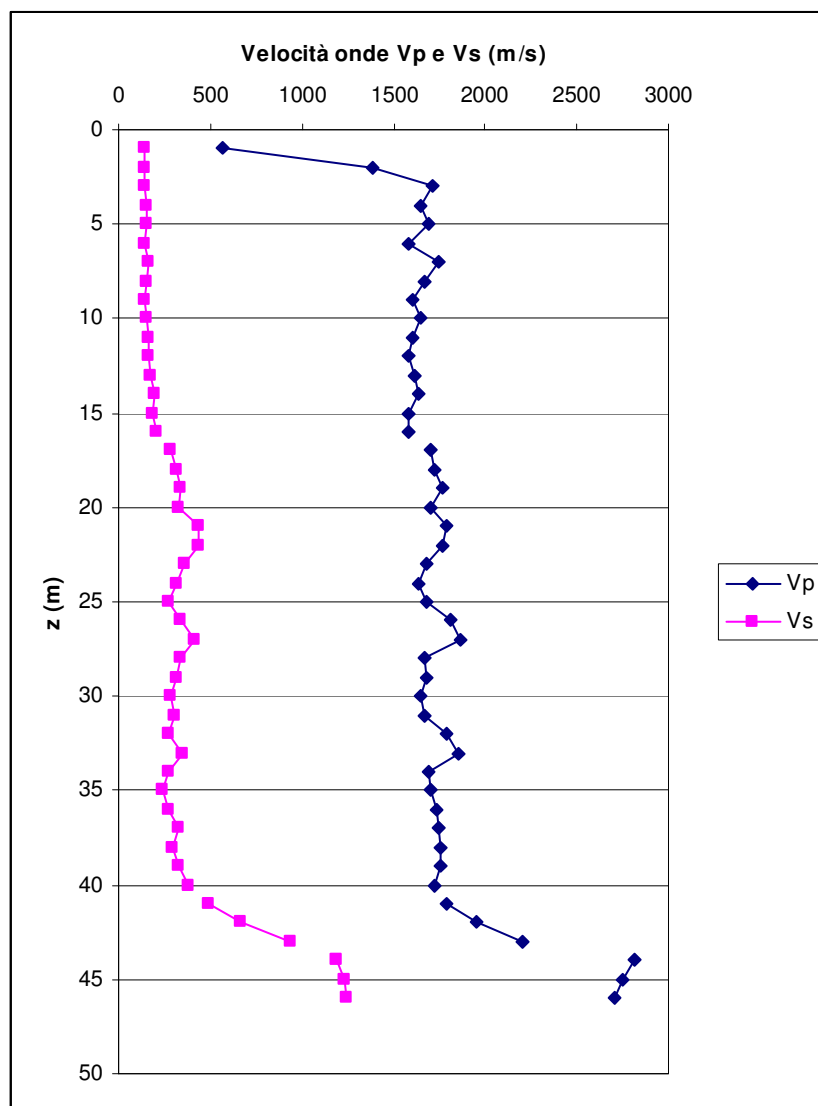


Figura 3.5. Risultati di prove *cross-hole*

I valori del modulo di rigidezza a taglio iniziale sono stati ottenuti dalle velocità delle onde S che sono comprese tra 150 e 350 m/s. Fanno eccezione i primissimi metri con valori leggermente inferiori e gli ultimi metri in prossimità del tufo dove i valori sono ben superiori a 500 m/s.

In Figura 3.6 sono sintetizzati i risultati delle indagini (è riportata solo la q_c media) ed il profilo delle rigidezze iniziali.

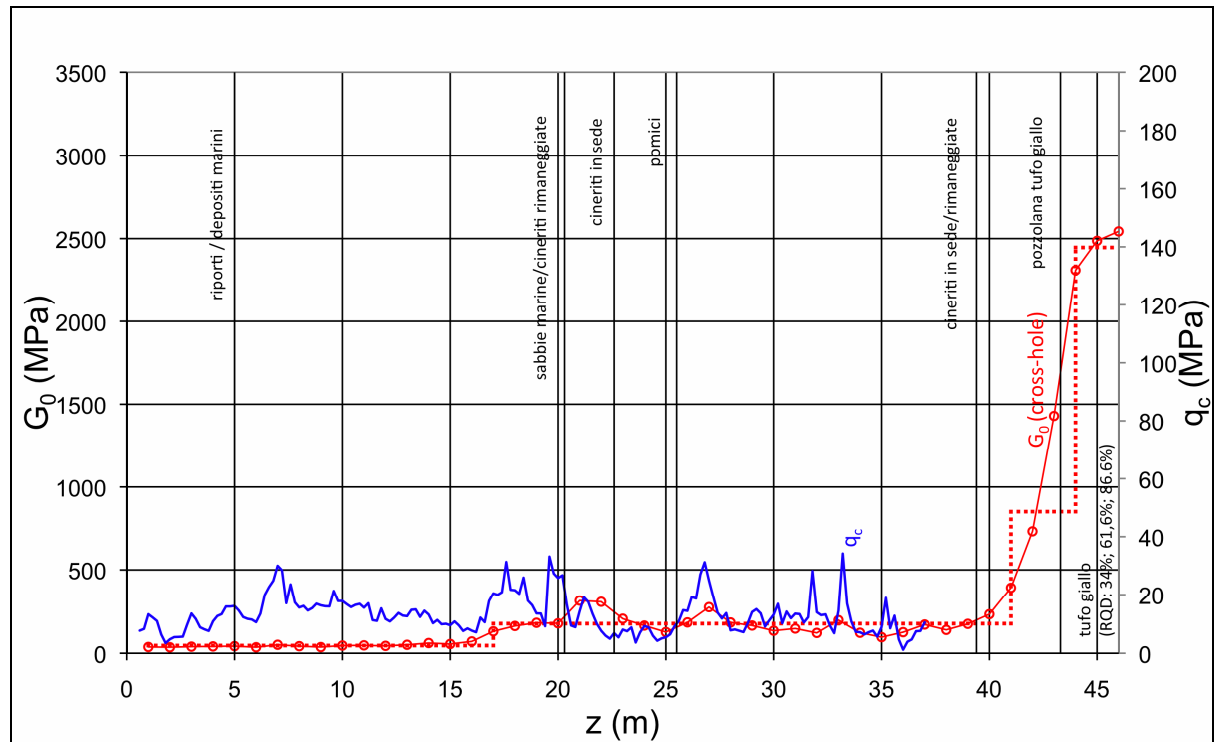


Figura 3.6. Profilo stratigrafico da prove CPT e cross-hole

Da quanto emerge da tali indagini, il terreno è abbastanza variabile orizzontalmente e verticalmente, ma si può ragionevolmente schematizzare con un primo banco di sabbia profondo all'incirca 20 m, un secondo banco di pozzolane profondo circa 20 m posto su un substrato di tufo.

3.2 Descrizione del progetto

La parte centrale della stazione S. Pasquale sarà costituita da uno scavo a cielo aperto con forma in pianta rettangolare di dimensioni 23,6 m x 85 m circa; ubicato in corrispondenza dello slargo della Riviera di Chiaia adiacente la Piazza S. Pasquale a Chiaia (Fig. 3.7).

La profondità massima di scavo risulta pari a circa 28 m, mentre i pannelli perimetrali in c.a. con sezione a T si spingeranno ad una profondità di circa 50 m al di sotto del p.c., per potersi attestare nel tufo.

I diaframmi saranno controventati; a fondo scavo sarà realizzato un solettone di fondo in c.a.. Successivamente si procederà dal basso verso l'alto con la costruzione della scatola strutturale di stazione e con la rimozione dei puntoni provvisori.

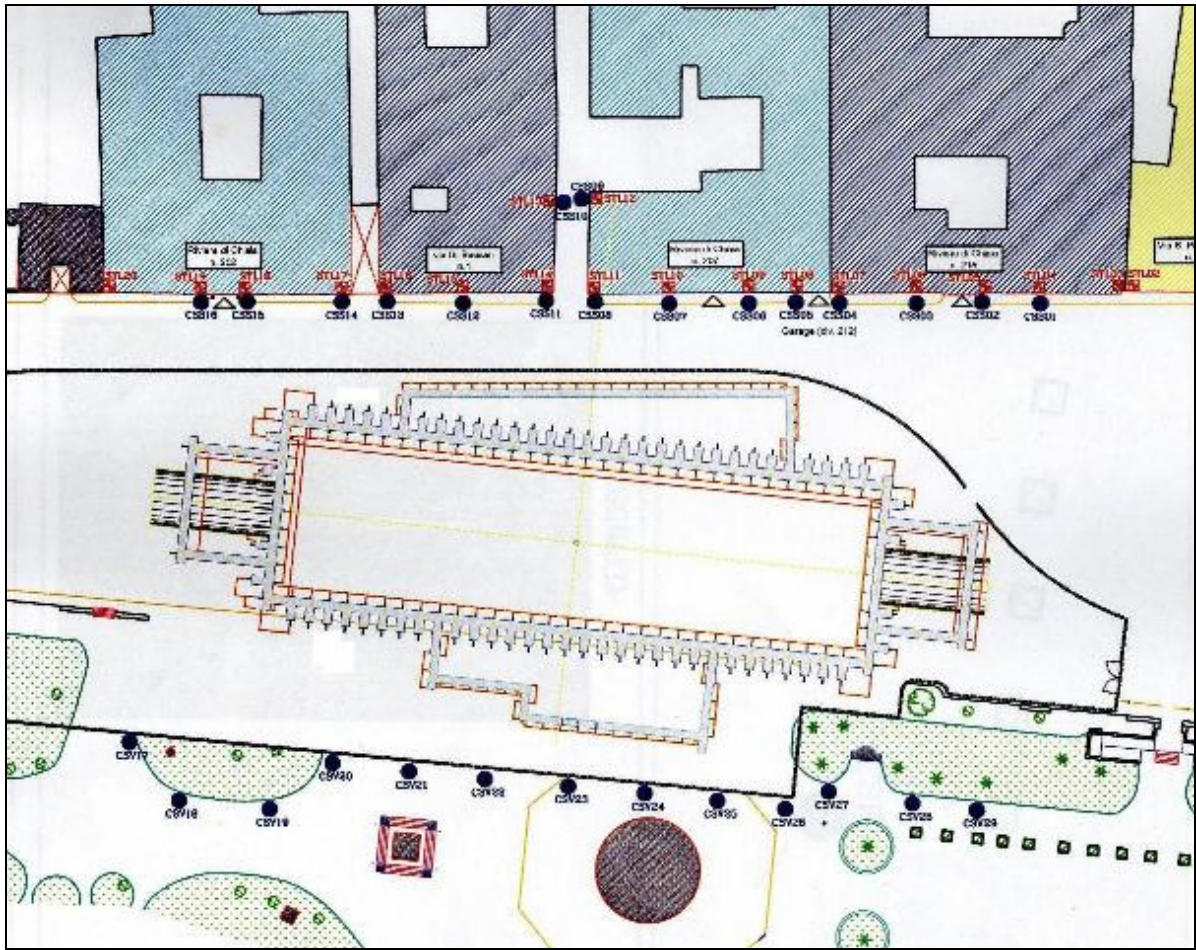


Figura 3.7. Planimetria della stazione

La stazione è dotata di due uscite, delle quali una verso la villa Comunale e l'altra verso la cortina di edifici compresa tra piazza San Pasquale e via Bausan. In entrambi i casi, in adiacenza al pozzo principale di stazione, sono previsti pozzi di forma irregolare con profondità di scavo dell'ordine di circa 10 m. Questi scavi accessori saranno comunque protetti da diaframmi in c.a. con pannelli accostati di sezione rettangolare dello spessore di 1 m realizzati tramite benna mordente.

Il "corpo della stazione" verrà realizzato mediante uno scavo di notevole profondità, di circa 28 m dal piano campagna in presenza di falda idrica (la quota della falda è a circa 1 m dal p.c.).

Per il sostegno di questo scavo, sono state eseguite paratie di notevole spessore costituite da pannelli in c.a. a 'T' realizzati con l'utilizzo di "idrofresa". Le paratie sono state intestate nello strato di tufo che si trova a profondità di circa 40 m dal p.c. e sono lunghe 50 m. La sezione è una "T" con lo spessore dell'ala e dell'anima 120 cm, l'anima è lunga 3,2 m e le ale 0,65 m (vedi Figura 3.8).

Per gli avampozzi e le testate di stazione verranno utilizzate paratie di pannelli rettangolari da 120 cm di spessore eseguite anche loro con l'idrofresa.

C'è da precisare che prima della realizzazione delle paratie si esegue un trattamento del terreno mediante la tecnologia del CSM (*Cutter Soil Mixing*) che verrà descritta nel paragrafo successivo.

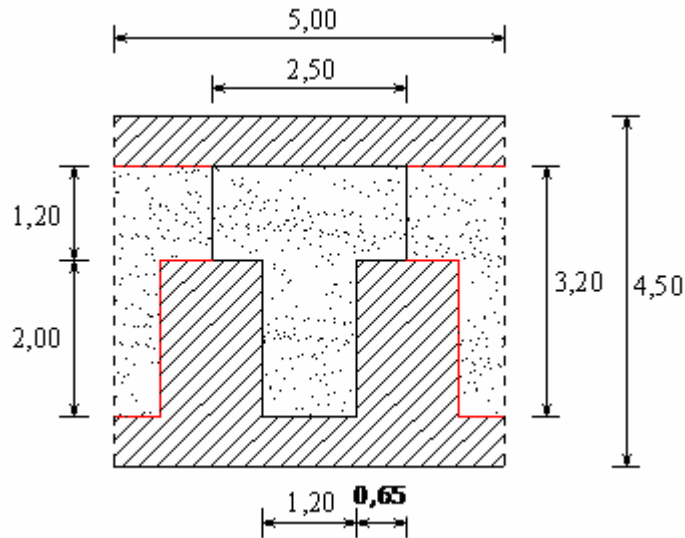


Figura 3.8. Dimensioni (in metri) in pianta di paratia e CSM (tratteggiato)

In generale la metodologia di scavo adottata è quella di eseguire scavi di varia profondità con l'inserimento di alcuni elementi di contrasto prevalentemente in acciaio (punti e travi di ripartizione); per il corpo stazione si prevede l'esecuzione della copertura in c.a. subito dopo l'esecuzione delle paratie, questo per consentire l'immediato ripristino e il mantenimento della viabilità di superficie per tutta la durata dei lavori.

Le fasi esecutive sono stabilite in funzione del fatto che la galleria di linea viene realizzata "a pieno" ossia prima di procedere con lo scavo di stazione e che verranno rimossi i conchi di galleria successivamente durante le operazioni di scavo.

Le paratie di testata, in corrispondenza del foro di galleria sono state realizzate con materiale "fresabile" ossia con armature in "VTR" (fibre rinforzate in vetroresina), inoltre verrà consolidata una zona di terreno con pali di *jet-grouting* in prossimità dell'attacco con la stazione per evitare la venuta d'acqua all'interno della stazione stessa nelle fasi transitorie di scavo.

Per una miglior riuscita ed efficienza del consolidamento del terreno con *jet-grouting* si adotterà (sia nel caso degli “avampozzi”, sia in tutti gli altri casi dove si è ricorsi a questo tipo di consolidamento del terreno), la tecnica di confinamento della zona consolidata mediante delle paratie che circoscrivono la zona interessata.

Per migliorare le condizioni dello scavo nei confronti del fenomeno del sifonamento verranno realizzati dei dreni verticali all’interno dello scavo stesso; questi potranno essere dei “pali in ghiaia” di tipo tradizionale, costruiti a partire da 10-15 m di profondità con un primo tratto di perforazione a vuoto dal piano campagna fino ad attestarsi nel tufo per circa 1m. I dreni, di diametro pari a 60 cm, verranno demoliti durante la fase di discesa dello scavo.

Eseguite le paratie e un primo scavo superficiale di circa 4 m si provvederà all’esecuzione del solettone di copertura in c.a. dello spessore di 180 cm. La copertura, nella fase provvisoria, risulterà semplicemente appoggiata alle paratie a ‘T’ con il duplice funzione di:

- realizzare un primo “puntello” in testa alla paratia;
- ripristinare la viabilità superficiale che potrà essere mantenuta per tutto il tempo di esecuzione dei lavori.

L’accesso agli scavi avverrà mediante un’apertura che viene lasciata nel solettone stesso di dimensioni sufficienti al passaggio dei mezzi, dei materiali e delle attrezzature di cantiere. La movimentazione in questo spazio disponibile è garantita fino a fondo scavo creando un’area totalmente libera da puntelli.

L’apertura, per una lunghezza di 12 m occupa circa metà luce trasversale della copertura, l’altra metà è occupata dalla viabilità che sarà sostenuta da un impalcato provvisorio in acciaio che verrà rimosso a fine lavori; successivamente verrà ripristinato il solettone e reso continuo con la struttura definitiva.

Lo scavo fino alla quota di progetto procederà attraverso una serie di fasi con messa in opera di “punti” di contrasto in acciaio disposti a diversi livelli con contemporaneo aggettamento dell’acqua di filtrazione; gli ordini di puntelli in acciaio saranno tre più il solettone di copertura.

Raggiunto il fondo scavo si provvederà alla realizzazione di uno strato drenante e del manto di impermeabilizzazione e del solettone di fondo in c.a.; a maturazione avvenuta di questo sarà possibile procedere con le operazioni di risalita che comportano lo smontaggio dei puntelli di contrasto e la costruzione della scatola

interna definitiva di stazione fino a realizzare il collegamento di continuità delle pareti con solettone di copertura in sommità.

Solo a struttura totalmente ultimata si può prevedere la disattivazione delle pompe di aggottamento dell'acqua di filtrazione.

Si riporta di seguito una breve descrizione delle fasi costruttive (Fig. 3.9 e 3.10):

1. esecuzione delle paratie con priorità di quelle di testata e degli avampozzi per consentire il passaggio della galleria “a pieno” anche prima del completamento di tutti i diaframmi;
 2. scavo iniziale fino alla quota -2,90 m;
 3. esecuzione del solettone di copertura alla quota +0.60 m dello spessore di 180 cm;
 4. scavo fino alla quota -8,60 m;
 5. esecuzione del I° ordine di puntelli alla quota -8,20 m;
 6. scavo fino alla quota -12,8 m ;
 7. esecuzione del II° ordine di puntelli alla quota -12,20 m;
 8. scavo fino alla quota -17,20 m;
 9. esecuzione del III° ordine di puntelli alla quota -16,70m;
 10. scavo del fondo alla quota -24,35 m ed esecuzione dello strato drenante e impermeabilizzazione;
 11. getto del solettone di fondazione alla quota -20,96 m (intradosso);
 12. operazioni di risalita con rimozione dei puntelli con il seguente ordine:
III° ordine, I° ordine, II° ordine;
 13. completamento in risalita delle strutture interne: fodere, pilastri e solai di banchina a quota -19,26 m e dei solai intermedi definitivi a quota -14,51m, -10,80m e -6,20 m, e ripristino della continuità delle pareti con la copertura, e chiusura dell'asola prevista per l'alimentazione del cantiere.
- Per le “discenderie” si eseguiranno gli scavi inserendo 1, 2 o 3 ordini di contrasti in acciaio a seconda delle profondità di scavo raggiunte (scavi con profondità massime di 15 m circa).

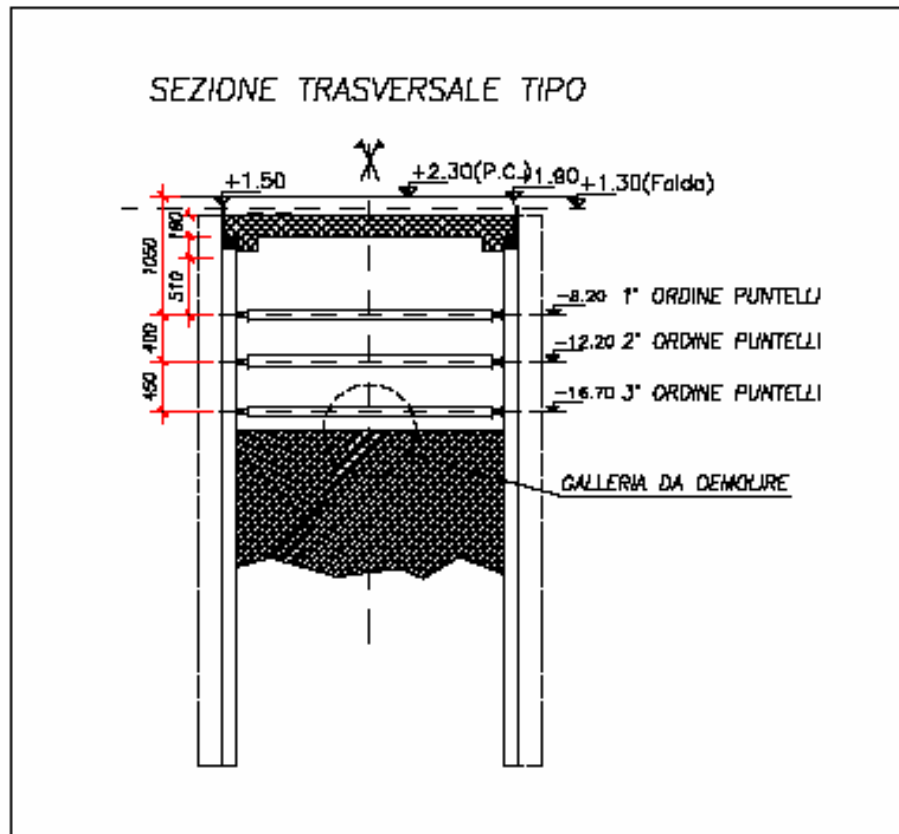


Figura 3.9. Sezione trasversale tipo

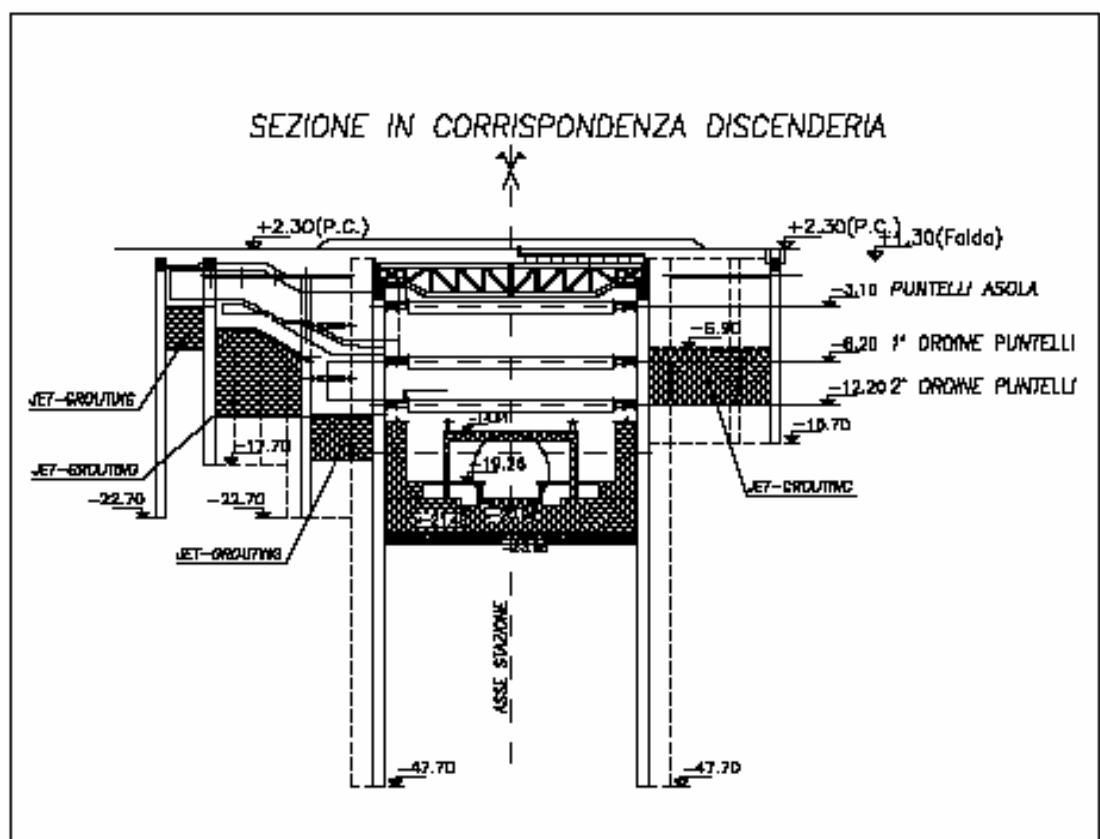


Figura 3.10. Sezione trasversale in corrispondenza della discenderia

3.2.1 Trattamenti di consolidamento mediante la tecnologia “Cutter Soil Mixing” (CSM)

Come visto in precedenza, gli scavi dei diaframmi vengono realizzati mediante idrofresa o in alcuni casi mediante benna mordente, e prima delle fasi relative al posizionamento delle gabbie di armatura e al getto di *cls*, resteranno aperti e sostenuti da fango bentonitico.

Le elevate dimensioni dello scavo del singolo diaframma (circa 6 m² in pianta per 50 m di altezza) e la presenza della falda a partire praticamente dal piano campagna possono pregiudicare la stabilità degli scavi nei primi metri di profondità anche in presenza di fango; eventuali cedimenti delle pareti di scavo sono da scongiurare in modo assoluto sia per evitare risentimenti in superficie sia per la difficoltà operativa di eseguire la perforazione una seconda volta.

Per tale motivo, e per limitare gli spostamenti indotti dalla realizzazione della paratia, a protezione degli scavi, si è deciso di effettuare il trattamento del terreno mediante pannelli di CSM in adiacenza al perimetro dei pannelli di calcestruzzo.

Più in particolare i pannelli di CSM paralleli all’“anima” dei diaframmi a “T” hanno un’altezza di circa 10 metri, mentre quelli paralleli alle “ali” di circa 6 metri (figura 3.11)

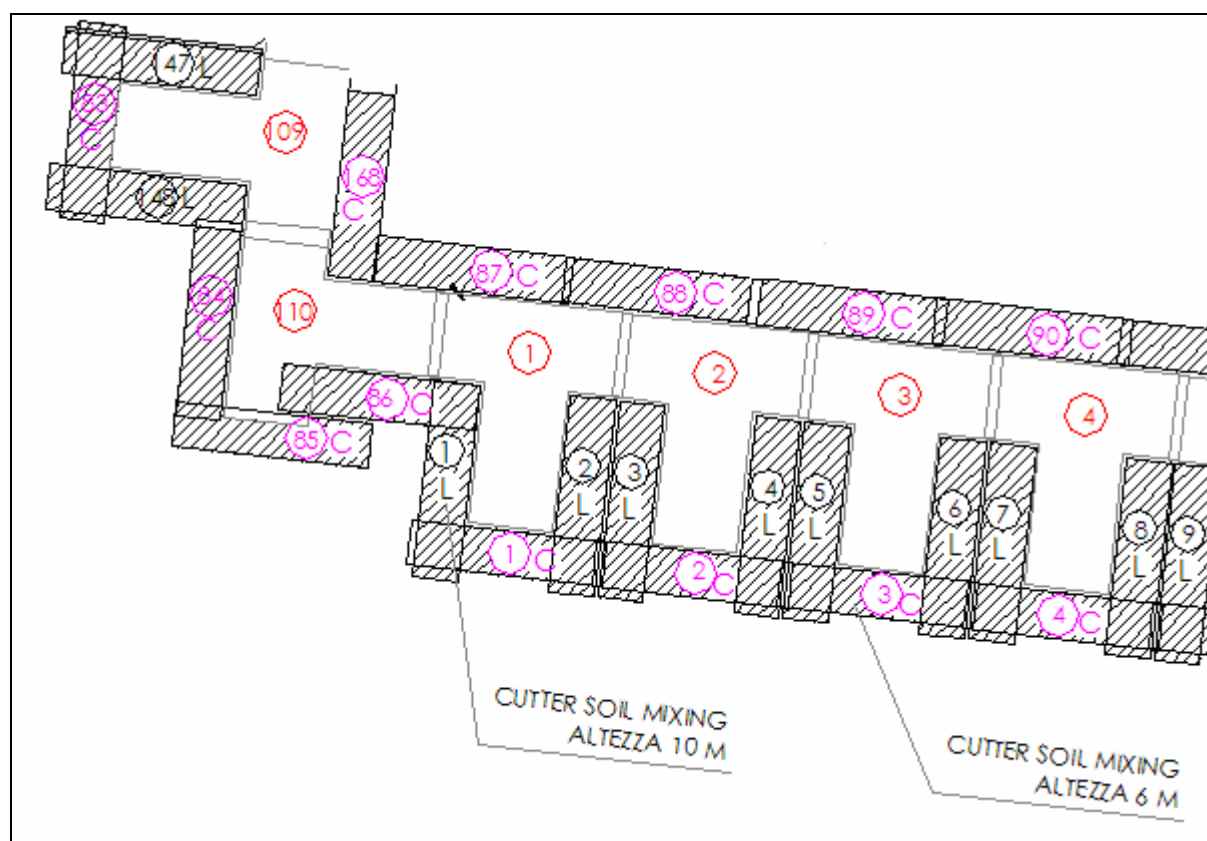


Figura 3.11. Posizione dei trattamenti di terreno rispetto ai pannelli

La tecnologia del CSM (*Cutting Soil Mixing*) rappresenta una soluzione competitiva per la rapida costruzione di muri verticali all'interno del terreno. Essa nasce come una evoluzione della tecnica realizzativa dei diaframmi e sfrutta la miscelazione del terreno in sito con una miscela di cemento e bentonite.

Come le tradizionali paratie costituite da diaframmi, i muri in CSM vengono realizzati mediante pannelli, realizzati con una tecnologia che unisce la tecnica dell'idrofresa con quella del *jet-grouting*.

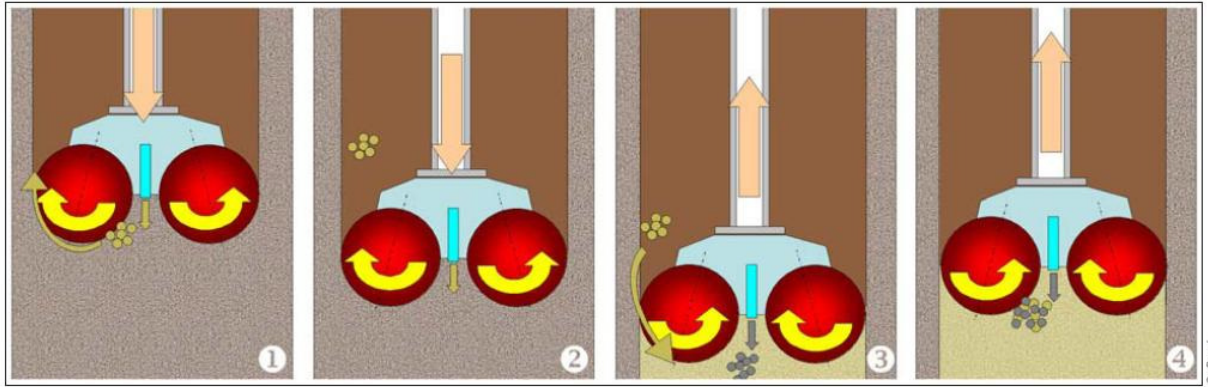


Figura 3.12. Schema dei trattamenti del terreno tramite CSM

I muri in CSM sono realizzati mediante attrezzatura la cui tecnologia deriva da quella utilizzata per i diaframmi (idrofresa) e consiste in batterie fresanti (Figura 3.13), costituite da ruote dentate capaci di girare in ambo le direzioni e azionate da un motore idraulico, che scavano e favoriscono la miscelazione del terreno con la malta.

In particolare (Figura 3.12), durante la procedura di discesa delle teste fresanti, il terreno viene frantumato e disgregato; in questa fase la miscela di cemento e bentonite è iniettata nell'area compresa fra le teste stesse.

Nella fase di estrazione le teste fresanti ruotano in maniera tale da mescolare la miscela con il terreno e formare un pannello rettangolare.

Le frese sono progettate per garantire un alto coefficiente di penetrazione combinato con un'eccellente attività di miscelazione malta-terreno.



Figura 3.13. Idrofresa per l'esecuzione del CSM

3.3 Analisi numeriche della realizzazione della stazione metropolitana di San Pasquale

Si riporta di seguito una serie di analisi numeriche di classe A atte a prevedere il comportamento delle opere di sostegno e del terreno alle spalle di questo per il caso di San Pasquale.

Non essendo la modellazione della realizzazione della paratia entrata ancora nella prassi computazionale, e non essendoci per questo modalità di modellazione considerate del tutto affidabili, si è voluto mettere in evidenza l'effetto di diverse tipologie di modellazione.

Altro fattore che generalmente, ed in particolare in questo caso, non è noto è il coefficiente di spinta a riposo del terreno, che quindi è stato fatto variare nelle analisi. Per le analisi è stato utilizzato il codice di calcolo commerciale Plaxis 2D, con il quale è stata simulata una sezione (ortogonale al lato lungo del pozzo) sufficientemente distante dall'angolo.

La struttura stratigrafica semplificata cui si è fatto riferimento nelle analisi è quella mostrata in Figura 3.14:

Strato A - alternanze di riporti e sabbie marine: da quota +2,30 m s.l.m. (p.c.) a quota -14,70 m s.l.m. (spessore totale 17 m);

Stato B - alternanze di piroclastici in sede: da quota -14,70 m s.l.m. a quota -38,70 m s.l.m. (spessore totale 24 m);

Strato C - pozzolana del tufo giallo addensata ed in facies semilitoide: da quota -38,70 m s.l.m. a quota -41,70 m s.l.m. (spessore totale 3 m);

Strato D - tufo giallo napoletano: a partire da quota -41,70.

Il pelo libero della falda è stato assunto a quota 1,30 m s.l.m. (1 m al disotto del piano campagna).

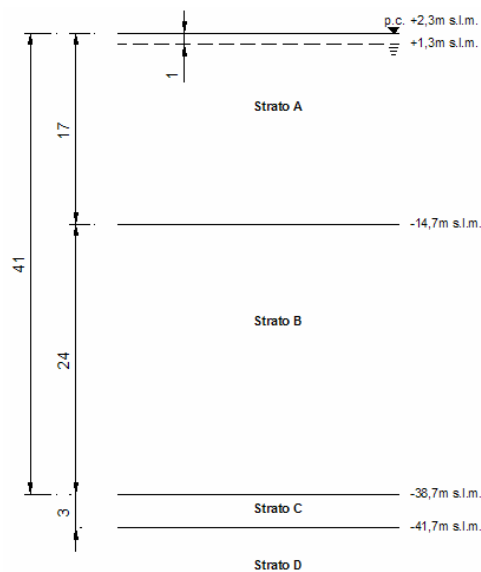


Figura 3.14 Profilo stratigrafico semplificato utilizzato per le analisi

Sono state eseguite 15 analisi numeriche, 4 utilizzando, per modellare il terreno, un modello elastico perfettamente plastico con superficie di rottura alla Mohr-Coulomb (MC), 11 utilizzando un modello a plasticità incrudente: l'*Hardening Soil* (HS).

Negli ultimi anni sono state proposte diverse metodologie di analisi per simulare la realizzazione della paratia (Rampello et al. 2000), quella più utilizzata consiste nel simulare prima lo scavo dei pannelli, eliminando gli elementi di terreno e posizionando sulle pareti dello scavo una distribuzione di forze pari a quella della spinta del fango bentonitico; poi la fase di getto del calcestruzzo, sostituendo alla spinta del fango quella del calcestruzzo avente distribuzione bilineare (Gouvenec e Powrie, 1999; Ng e Yan, 1998, 1999).

Nelle analisi relative alla stazione San Pasquale si è simulata la realizzazione della paratia utilizzando 3 differenti tipologie di modellazione:

- a) Ipotizzando che la paratia apparisse improvvisamente nel terreno (WIP)

- b) Simulando prima lo scavo dei pannelli, eliminando gli elementi di terreno e posizionando sulle pareti dello scavo forze pari a quelle esercitate dal fango bentonitico. Simulando poi la fase di getto del calcestruzzo sostituendo alla spinta del fango quella del calcestruzzo. Si è supposto che il calcestruzzo avesse una distribuzione delle spinte lineare o bilineare con la profondità. Nel caso di distribuzione lineare si è scelto come gradiente delle spinte il peso per unità di volume del calcestruzzo. Nel caso di distribuzione bilineare, si è assegnato un gradiente pari al peso per unità di volume del calcestruzzo fino ad una determinata altezza critica, al di sotto di tale profondità si è assegnato un gradiente pari al peso per unità di volume del fango.
- c) La fase di scavo è stata simulata come nel caso precedente. La spinta del calcestruzzo è stata simulata nuovamente con forze distribuite. Si è però considerato che dopo un'ora dall'inizio del getto (e quindi in seguito al getto di circa 7,5 m di profondità di calcestruzzo) il calcestruzzo cominciasse a fare presa. Si è quindi assegnato progressivamente (dal basso verso l'alto) agli elementi all'interno della paratia le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurente.

Nei casi in cui per il comportamento meccanico dei terreni è stato adottato il modello costitutivo elastico perfettamente plastico sono stati scelti i parametri riportati in seguito.

Strato A - alternanze di riporti e sabbie marine:

caratteristiche fisiche: $\gamma_{\text{sat}} = 18 \text{ kN/m}^3$;
caratteristiche idrauliche: $k = 2 \times 10^{-5} \text{ m/s}$;
caratteristiche di resistenza: $c' = 0 \text{ kPa}$; $\varphi' = 36^\circ$; $\psi = 0^\circ$;
parametri elastici: $E = 80 \text{ MPa}$;
 $\nu = 0,3$.

Strato B - alternanze di piroclastiti in sede:

caratteristiche fisiche: $\gamma_{\text{sat}} = 16 \text{ kN/m}^3$;
caratteristiche idrauliche: $k = 6 \times 10^{-7} \text{ m/s}$;
caratteristiche di resistenza: $c' = 0$; $\varphi' = 36^\circ$; $\psi = 0^\circ$;
parametri elastici: $E = 312 \text{ MPa}$;
 $\nu = 0,3$.

Strato C - pozzolana del tufo giallo napoletano addensata ed in facies semilitoide:

caratteristiche fisiche: $\gamma_{\text{sat}} = 16 \text{ kN/m}^3$;
caratteristiche idrauliche: $k = 2 \times 10^{-7} \text{ m/s}$;
caratteristiche di resistenza: $c' = 500 \text{ kPa}$; $\phi' = 27^\circ$; $\psi = 0^\circ$;
parametri elastici: $E = 2,21 \text{ GPa}$;
 $\nu = 0,3$.

Strato D - tufo giallo napoletano:

caratteristiche fisiche: $\gamma_{\text{sat}} = 16 \text{ kN/m}^3$;
caratteristiche idrauliche: $k = 2 \times 10^{-7} \text{ m/s}$;
caratteristiche di resistenza: $c' = 500 \text{ kPa}$; $\phi = 27^\circ$; $\psi = 0^\circ$;
parametri elastici: $E = 6,36 \text{ GPa}$;
 $\nu = 0,3$.

Quando per il comportamento meccanico dei terreni è stato adottato il modello costitutivo HS sono stati scelti i parametri riportati in seguito.

Strato A - alternanze di riporti e sabbie marine:

caratteristiche fisiche: $\gamma_{\text{sat}} = 18 \text{ kN/m}^3$;
caratteristiche idrauliche: $k = 2 \times 10^{-5} \text{ m/s}$;
caratteristiche di resistenza: $c' = 0$; $\phi' = 36^\circ$; $\psi = 0^\circ$;
parametri elastici: $E_{50} = 70 \text{ MPa}$;
 $E_{\text{oed}} = 70 \text{ MPa}$;
 $E_{\text{ur}} = 210 \text{ MPa}$;
 $\nu = 0,3$.

Strato B - alternanze di piroclastiti in sede:

caratteristiche fisiche: $\gamma_{\text{sat}} = 16 \text{ kN/m}^3$;
caratteristiche idrauliche: $k = 6 \times 10^{-7} \text{ m/s}$;
caratteristiche di resistenza: $c' = 0$; $\phi' = 36^\circ$; $\psi = 0^\circ$;
parametri elastici: $E_{50} = 268 \text{ MPa}$;
 $E_{\text{oed}} = 268 \text{ MPa}$;
 $E_{\text{ur}} = 750 \text{ MPa}$;
 $\nu = 0,3$.

Sono stati scelti parametri elastici dal valore abbastanza alto (calibrati in modo tale da avere rigidità iniziale pari a quella ottenuta dalle prove *cross hole*) anche perché si doveva simulare fenomeni marcatamente tridimensionali come la realizzazione della paratia utilizzando un codice di calcolo bidimensionale.

Per gli elementi strutturali è stato considerato un modello costitutivo elastico lineare. Nelle analisi in cui non ne è stata simulata la realizzazione, la paratia è stata simulata mediante un elemento “*plate*”. Negli altri casi, si è proceduto alla simulazione della realizzazione della paratia (con differenti modalità di simulazione della fase di getto) assegnando infine agli elementi di volume costituenti la paratia le caratteristiche del calcestruzzo armato (considerato con comportamento elastico lineare).

La paratia è costituita da pannelli con sezione a forma di T, ma poiché le analisi eseguite sono bidimensionali, è stata considerata una paratia con rigidità flessionale equivalente.

Gli elementi di contrasto (puntoni e solai di copertura e di fondo), invece sono stati simulati mediante elementi “*fixed-end anchor*”.

L’interfaccia terreno paratia è stata simulata con coesione nulla e rapporto tra la tangente dell’angolo di attrito dell’interfaccia e quella del terreno pari a 0,7.

La geometria del problema prima e dopo la realizzazione dello scavo del pozzo è riportata rispettivamente nelle figure 3.15 e 3.16.

Si precisa che data la simmetria della sezione nella modellazione se ne è presa in considerazione solo metà.

Come si può notare, prima dello scavo vengono realizzati dei dreni mediante dei pali in ghiaia che verranno demoliti nella fase di scavo. Nella modellazione, a tali dreni sono state attribuite le stesse caratteristiche meccaniche del terreno circostante ma una permeabilità molto più alta.

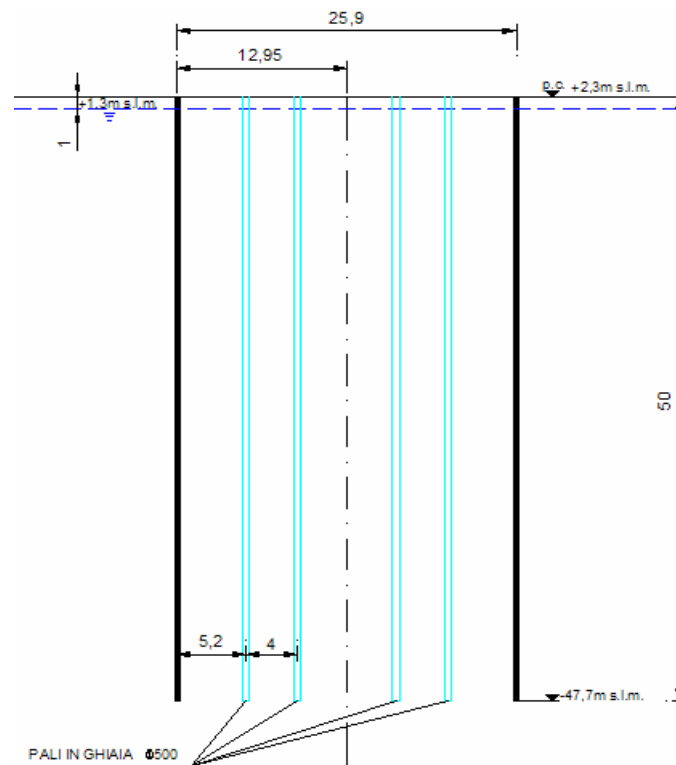


Figura 3.15. Sezione prima dello scavo principale

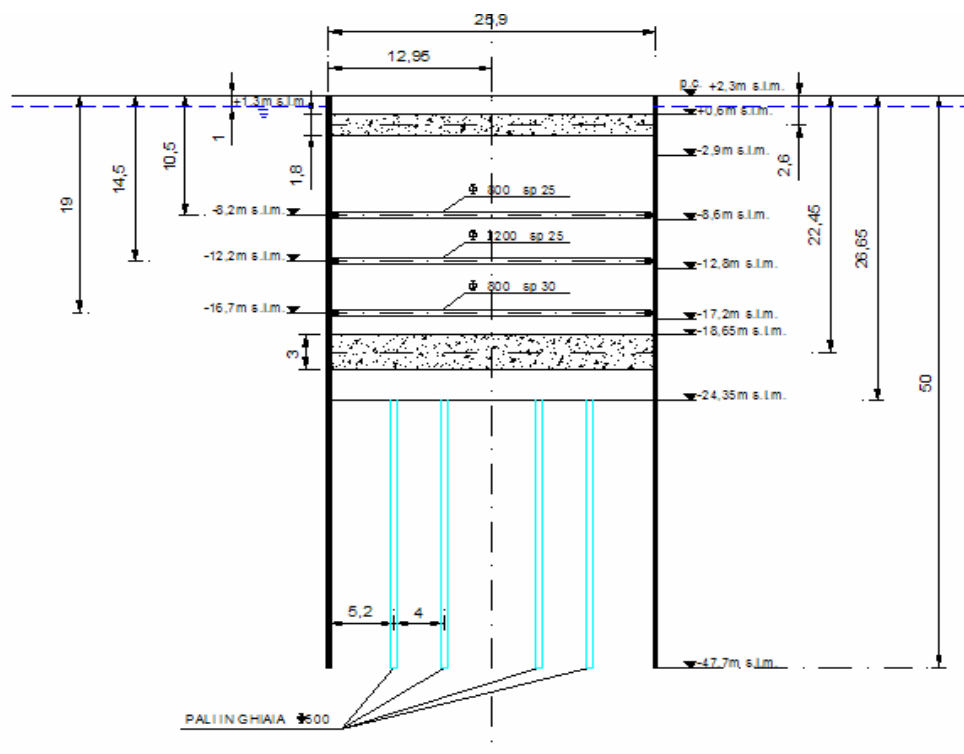


Figura 3.16. Sezione in seguito allo scavo

Il volume di terreno considerato (utilizzando la simmetria del problema) si estende per 100 m alle spalle della paratia e per 50 m al disotto della paratia stessa.

In figura 3.17 si riporta la *mesh* di calcolo utilizzata, infittita nelle adiacenze del pannello, che conta un numero di elementi superiore a 5000.

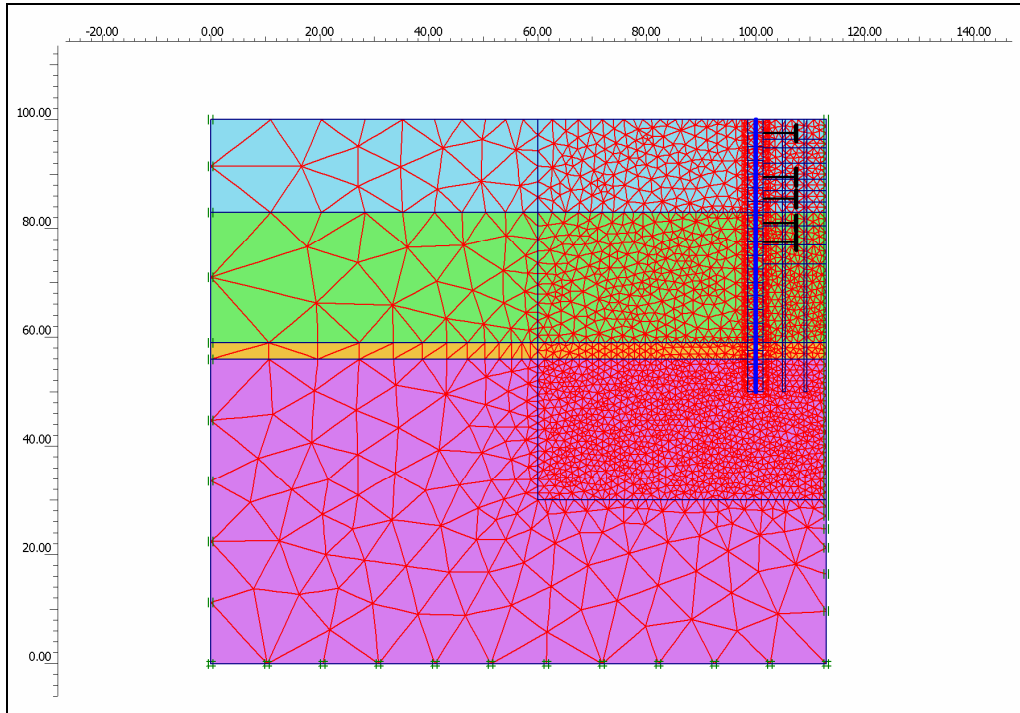


Figura 3.17. Mesh utilizzata

Si descrivono di seguito le varie tipologie di analisi eseguite.

Nelle analisi di *tipo a* la paratia è stata modellata “*wished in place*”, ossia inserendo direttamente un elemento “*plate*” che la rappresenta e quindi non simulando le varie fasi di esecuzione della paratia stessa.

Le fasi di calcolo eseguite per la simulazione dello scavo del pozzo sono:

0. Generazione dello stato tensionale iniziale.
1. Attivazione della paratia (“*wished in place*”)
2. Scavo in due fasi fino a quota -2,90 m s.l.m. e depressione della falda fino a fondo scavo.
3. Attivazione del vincolo elastico rappresentante il solaio di copertura.
4. Scavo in due fasi fino a quota -8,60 m s.l.m. (sotto il 1° livello di puntoni) e depressione della falda fino a fondo scavo.
5. Attivazione del 1° livello di puntoni.

6. Scavo in due fasi fino a quota -12,80 m s.l.m. (sotto il 2° livello di puntoni) e depressione della falda fino a fondo scavo.
7. Attivazione del 2° livello di puntoni.
8. Scavo in due fasi fino a quota -17,20 m s.l.m. (sotto il 3° livello di puntoni) e depressione della falda fino a fondo scavo.
9. Attivazione del 3° livello di puntoni.
10. Scavo in due fasi fino a quota -24,35 m s.l.m. (fondo scavo) e depressione della falda fino a fondo scavo.

Per la modellazione della realizzazione della paratia di *tipo b* la realizzazione della paratia è stata simulata come spigato di seguito. Lo scavo della paratia è stato simulato eliminando progressivamente (in più fasi) gli elementi di terreno e sostituendoli con le forze espletate dal fango. L'esecuzione del getto di calcestruzzo è stata simulata in più fasi partendo dal fondo scavo, eliminando in ciascuna fase le pressioni esercitate dal fango ed inserendo quelle dovute al calcestruzzo con distribuzione lineare (fig. 3.18) o bilineare.

In figura 3.18 si è assunto il calcestruzzo sempre fluido fino al termine del getto e quindi la distribuzione di pressioni è di tipo idrostatico con gradiente pari al peso specifico del calcestruzzo.

Nella fase successiva al getto, sono state rimosse le pressioni dovute al calcestruzzo ed è stato inserito nel foro un materiale avente le caratteristiche del calcestruzzo a 28 giorni di stagionatura.

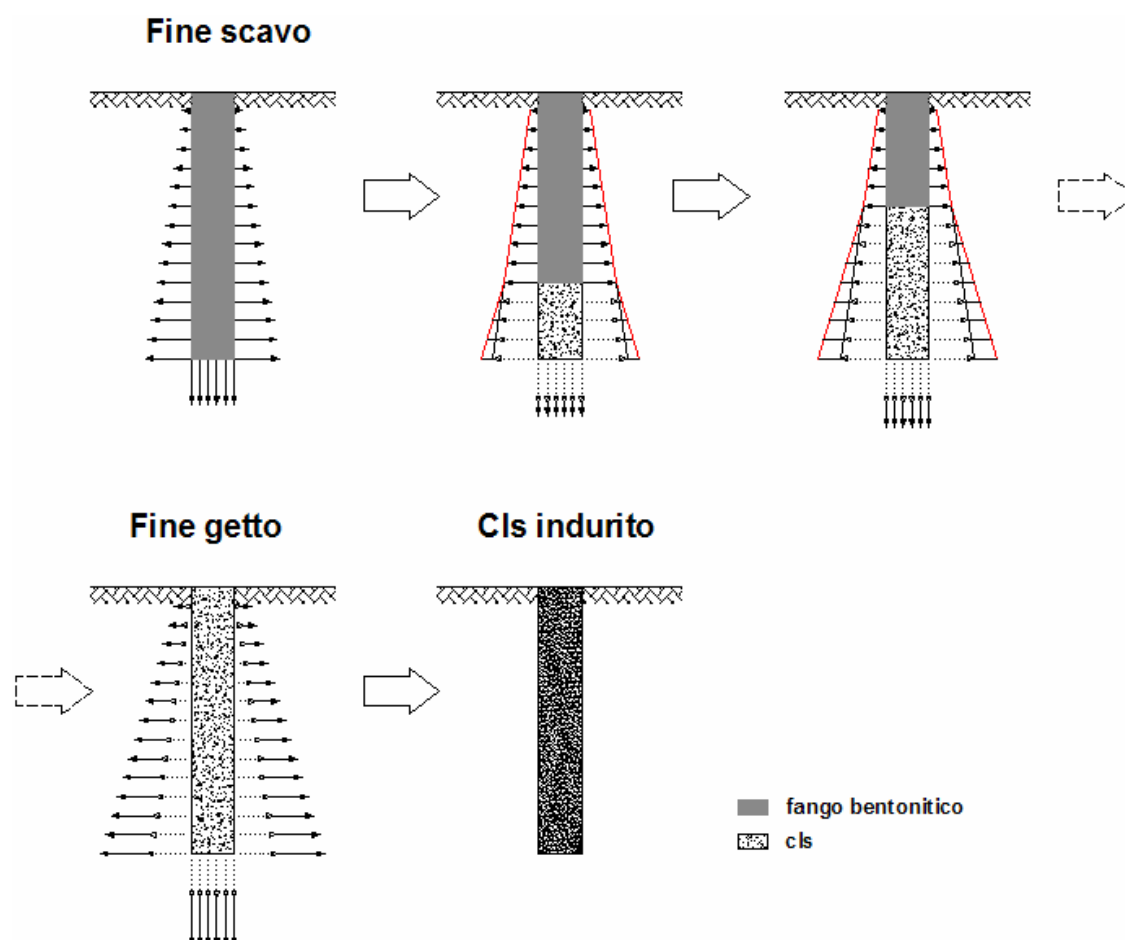


Figura 3.18. Simulazione del getto del calcestruzzo, modellazione di tipo b

Per la modellazione della realizzazione della paratia di *tipo c* l'esecuzione del getto di calcestruzzo è stata simulata in più fasi partendo dal fondo scavo, eliminando in ciascuna fase le pressioni esercitate dal fango ed inserendo quelle dovute al calcestruzzo.

A differenza del caso precedente, il calcestruzzo è stato fatto indurire al procedere del getto attribuendo al materiale un modulo di elasticità maggiore al trascorrere del tempo o meglio al procedere delle fasi di esecuzione del getto (Fig. 3.19). Più in particolare si è deciso di assumere per il calcestruzzo un modulo elastico nelle prime 8 ore dal getto crescente linearmente nel tempo da un valore nullo al valore che assume dopo 8 ore di stagionatura. Si è assunto che tale valore (a 8 ore di stagionatura) sia pari al 3% di quello a 28 giorni di stagionatura, similmente a quanto succede per la resistenza a compressione (manuale dell'ingegnere civile 2001). Quindi sono stati ricavati i moduli elastici per ciascuna delle 7 ore e quindi delle 7 fasi necessarie a terminare il getto. Si precisa che ciascuna di tali fasi è suddivisa a

sua volta in 3 passi. Terminato il getto è stato assegnato al materiale il modulo di elasticità del calcestruzzo a 28 giorni di stagionatura.

Non si conoscono in letteratura misure relative al modulo di Poisson del calcestruzzo fresco, sono state quindi utilizzate due ipotesi: ipotesi1, modulo pari a quello del calcestruzzo indurito (0,2); ipotesi2, modulo pari a quello del calcestruzzo fluido (0,5).

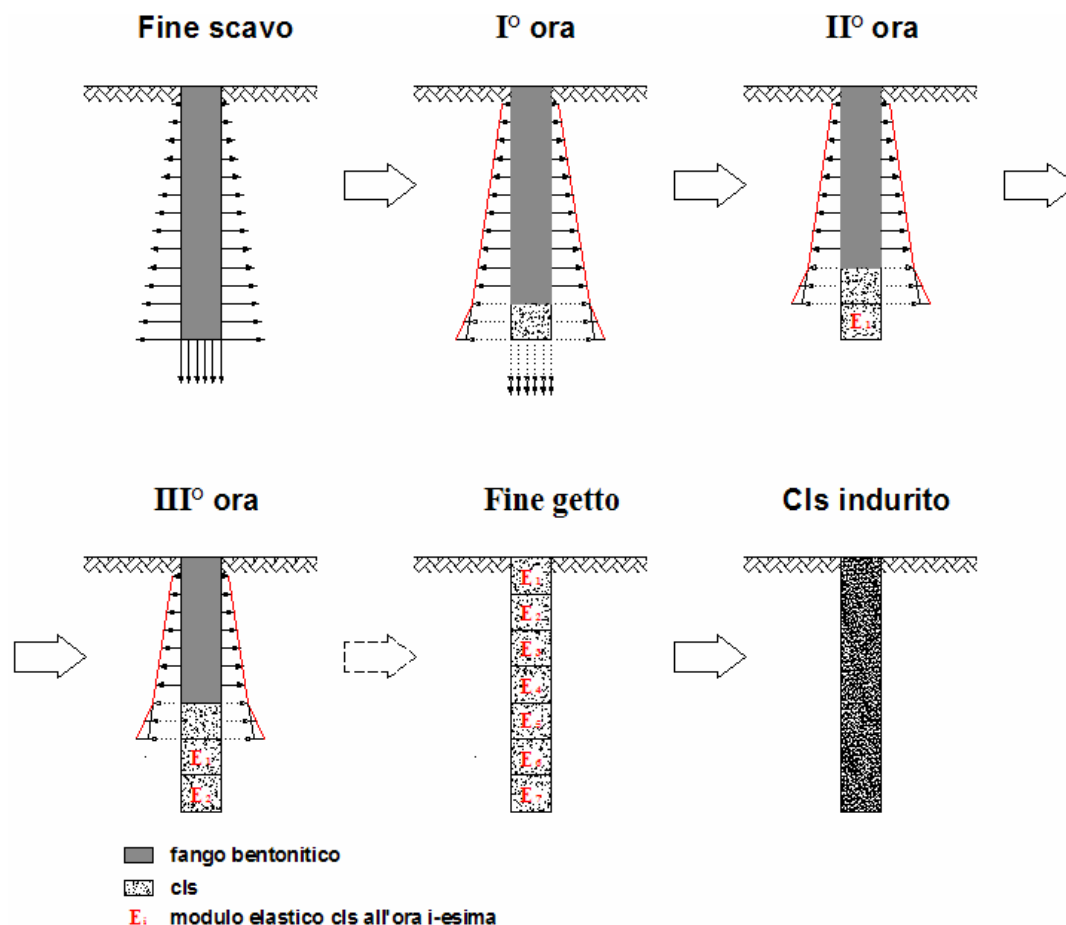


Figura 3.19. Simulazione del getto del calcestruzzo, tipo c di modellazione

Si riporta nella tabella 3 un riassunto delle analisi eseguite, in cui per tipologie di modellazione (a, b, c) si intendono quelle precedentemente definite.

Tabella 3. Analisi eseguite

Nome analisi	Tiplogia di modellazione	h_c (m)	Modello costitutivo del terreno	K_0
MC WIP	a	-	MC	$1 - \tan\phi$ (0,4)
MC fluid	b	50	MC	$1 - \tan\phi$ (0,4)
MC indurente $n_i=0,2$	c	7,5	MC	$1 - \tan\phi$ (0,4)
MC indurente $n_i=0,5$	c	7,5	MC	$1 - \tan\phi$ (0,4)
WIP_K0=1-senfi	a	-	HS	$1 - \tan\phi$ (0,4)
K0=1-senfi	b	5	HS	$1 - \tan\phi$ (0,4)
Hc=7,5; K0=1-senfi	b	7,5	HS	$1 - \tan\phi$ (0,4)
Cls fluid	b	50	HS	$1 - \tan\phi$ (0,4)
Hc=7,5; K0=1-senfi; $n_{cls}=0,2$	c	7,5	HS	$1 - \tan\phi$ (0,4)
Hc=7,5; K0=1-senfi; $n_{cls}=0,5$	c	7,5	HS	$1 - \tan\phi$ (0,4)
WIP_K0=1	a	-	HS	1
WIP_K0=2	a	-	HS	2
K0=0,7	b	5	HS	0,7
K0=1	b	5	HS	1
K0=2	b	5	HS	2

Ci si sofferma di seguito al caso in cui il terreno è stato simulato con l'*Hardening Soil Model*.

Nelle figure da 3.20 a 3.22 si riportano: i diagrammi dei momenti flettenti e degli spostamenti della paratia, e i diagrammi degli spostamenti orizzontali del terreno alle spalle della paratia, al variare della modalità di simulazione della realizzazione della paratia.

Si osserva una grande dipendenza degli spostamenti del terreno dal tipo di modellazione eseguita, mentre gli spostamenti e le sollecitazioni della paratia sembrano essere meno influenzati dalla tipologia di modellazione scelta.

In particolare, si osserva che simulando la spinta del calcestruzzo con distribuzione lineare (cosa che in realtà è poco realistica) si hanno degli spostamenti finali del terreno diretti verso monte e non verso lo scavo come in tutti gli altri casi.

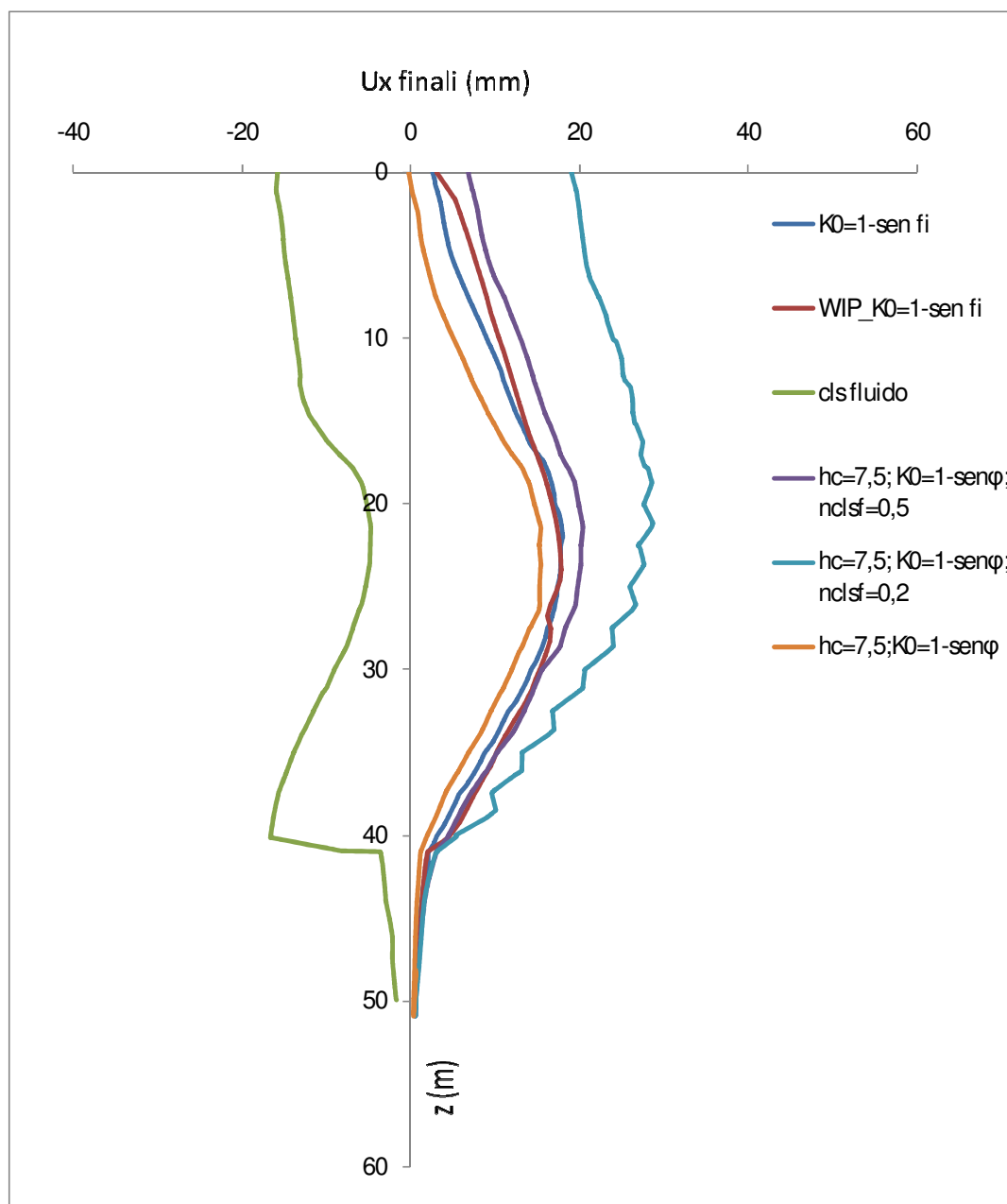


Figura 3.20. Spostamenti orizzontali, in seguito allo scavo principale, del terreno alle spalle della paratia (positivi se verso lo scavo)

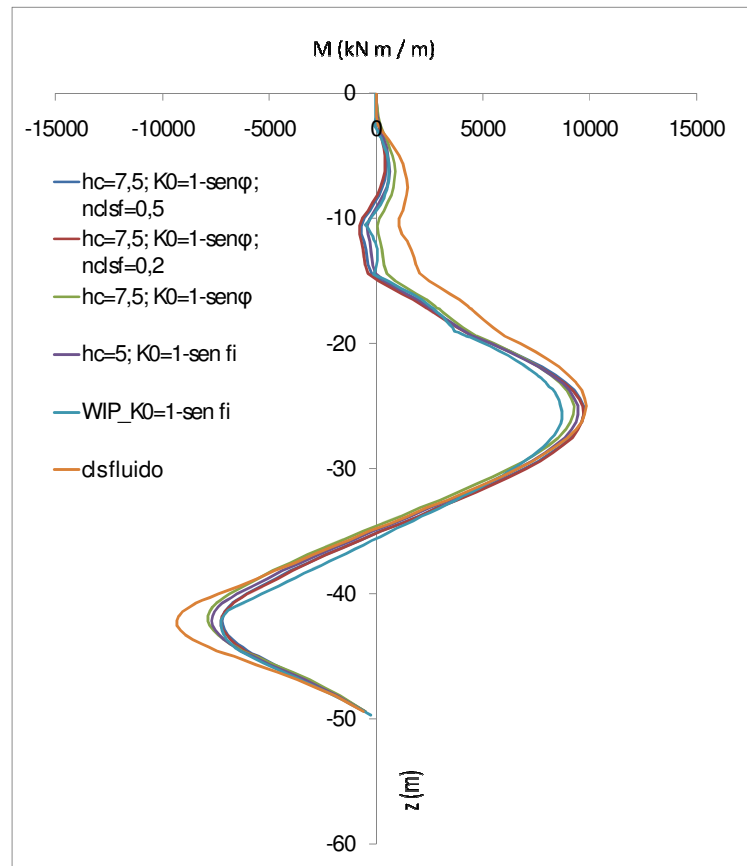


Figura 3.21. Diagrammi dei momenti flettenti

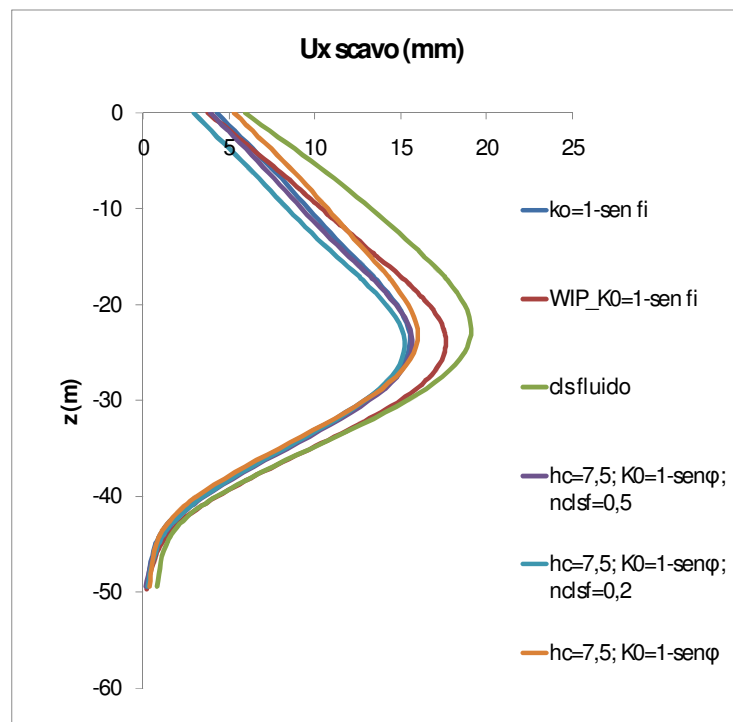


Figura 3.22. Spostamenti orizzontali della paratia (positivi se verso lo scavo)

Si è quindi vista la dipendenza dei risultati delle analisi dalla tipologia di modellazione della realizzazione della paratia. Allo stato attuale delle conoscenze non è dato sapere quale di tali analisi può essere considerata migliore, ma si possono fare alcune osservazioni. L'analisi di *tipo a* (WIP) è la più semplice, ma la meno simile alla realtà. L'analisi di *tipo c* è la più aderente alla realtà, ma con maggior grado di incertezza (altezza critica e modellazione costitutiva del calcestruzzo fresco). Allo stato attuale l'analisi di *tipo b* sembra essere una giusta via di mezzo, essendoci diverse evidenze sperimentali sulla distribuzione bilineare della spinta del calcestruzzo; l'altezza critica da assegnare alla distribuzione di spinte del calcestruzzo è la maggior fonte di incertezza di tale approccio che è comunque la tipologia di modellazione più usata negli ultimi anni per la ricerca su tali argomenti. In seguito quindi, quando si simulerà il getto del calcestruzzo lo si farà sempre considerando la tipologia *b* di modellazione (considerando una distribuzione della spinta bilineare). Come si vede dalle figure da 3.23 a 3.25, al variare del K_0 , si ha pochissima variazione delle sollecitazioni e degli spostamenti della paratia, causati dallo scavo principale. Si osserva invece una più marcata influenza del K_0 sugli spostamenti del terreno, tale differenza nasce tutta durante la fase di realizzazione della paratia.

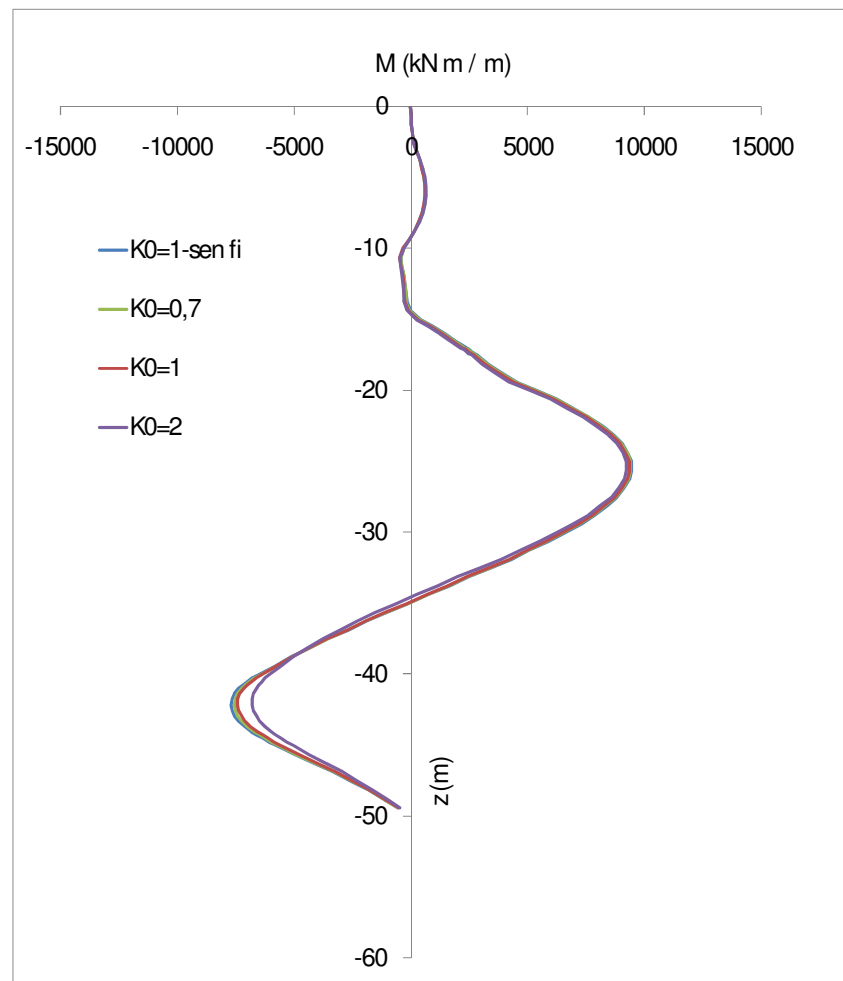


Figura 3.23. Diagrammi dei momenti flettenti

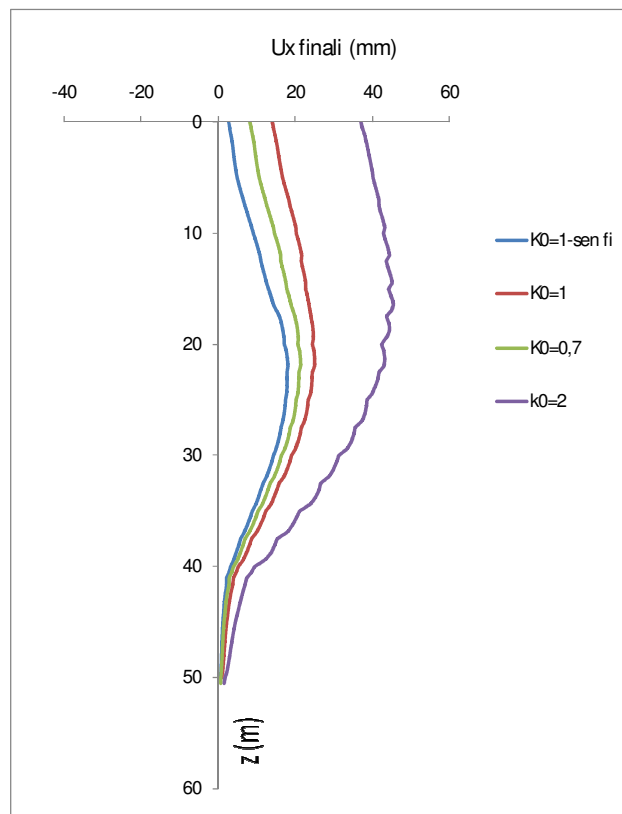


Figura 3.24. Spostamenti orizzontali finali del terreno alle spalle della paratia (positivi se verso lo scavo)

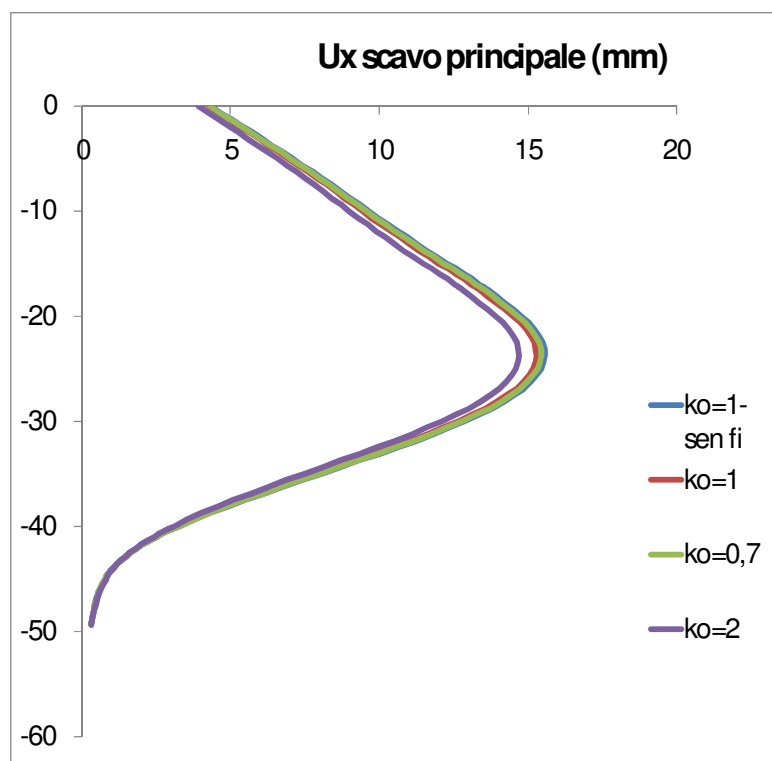


Figura 3.25. Spostamenti orizzontali della paratia (positivi se verso lo scavo)

Quanto detto in tale paragrafo può essere considerato valido per il singolo caso considerato, ma non può essere immediatamente generalizzato ad altri casi.

Si è quindi deciso di eseguire ulteriori analisi numeriche relative a casi più semplici quali paratie con un solo ordine di vincoli o paratie libere, per ulteriore chiarezza è preferibile lavorare in assenza di falda. Nei capitoli successivi si riportano quindi una serie di analisi numeriche atte a fare maggior luce sui fenomeni esposti nel presente paragrafo.

3.4 Misure

In figura 3.26 si osserva il sistema di strumenti utilizzati per il monitoraggio dei lavori che consta di 3 tubi inclinometrici posti alle spalle della paratia ed una serie di capisaldi per la livellazione topografica posti in corrispondenza degli edifici adiacenti e all'interno dell'adiacente villa comunale.

Si riportano di seguito le misure degli spostamenti causati dalle fasi realizzative della paratia (L'Amante et al. 2009).

L'inclinometro I1 è profondo 46 m (4 m meno della paratia) e si attesta nel tufo per circa 1 m; gli altri due sono profondi 54,5 m (4,5 m più profondi dei pannelli della paratia) e si attestano nel tufo per quasi 15 m. Pertanto, il primo fornirà informazioni sugli effetti del CSM, e gli altri due sullo scavo dei pannelli (avendo, per questi ultimi, solo misure successive alla realizzazione del CSM).

Il trattamento CSM viene eseguito tramite particolari idrofresche che scavando il terreno lo miscelano con acqua, cemento e bentonite, restituendo setti regolari a forma di parallelepipedo di terreno consolidato. I trattamenti del terreno sono stati eseguiti lungo il perimetro dei successivi pannelli a T (vedi fig. 3.32) con diverse profondità: in particolare, i setti paralleli all'anima della T sono profondi 10 m, mentre quelli paralleli all'ala 6 m.

Durante la realizzazione dei pannelli le misure topografiche (eseguite da una ditta esterna) non sembrano fornire risultati legati all'andamento dei lavori, in quanto i capisaldi sono posizionati a distanza considerevole (superiore ai 10 m) dalle lavorazioni. Dalla figura 3.27 si osserva in particolare che gli spostamenti (sempre inferiori ai 2 mm) possono essere meglio correlati alle variazioni di temperatura dell'ambiente. In fasi lavorativa analoghe per stazioni simili della stessa linea quali

Chiaia ed Arco Mirelli, capisaldi più vicini all'opera hanno misurato abbassamenti di alcuni mm.

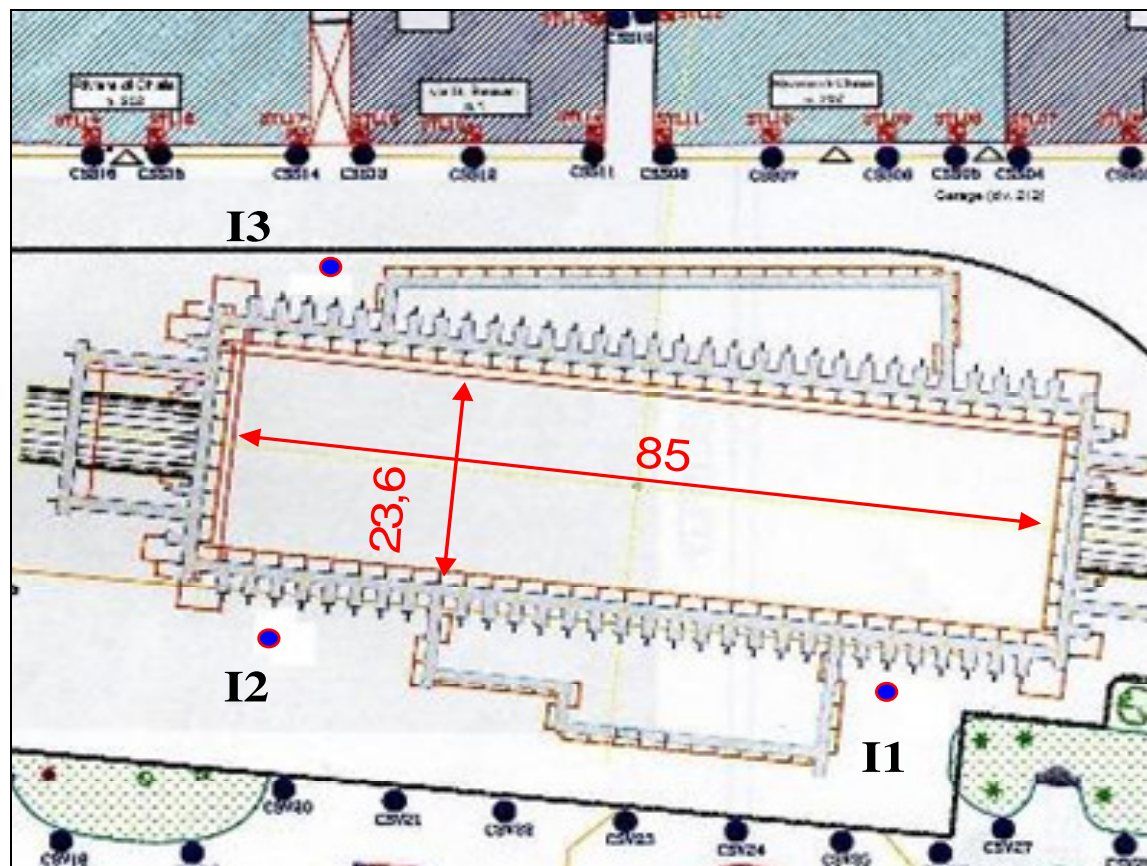


Figura 3.26. Posizione della strumentazione per la misura degli spostamenti: tubi inclinometrici (cerchi azzurri) e capisaldi per misure topografiche (cerchi neri)

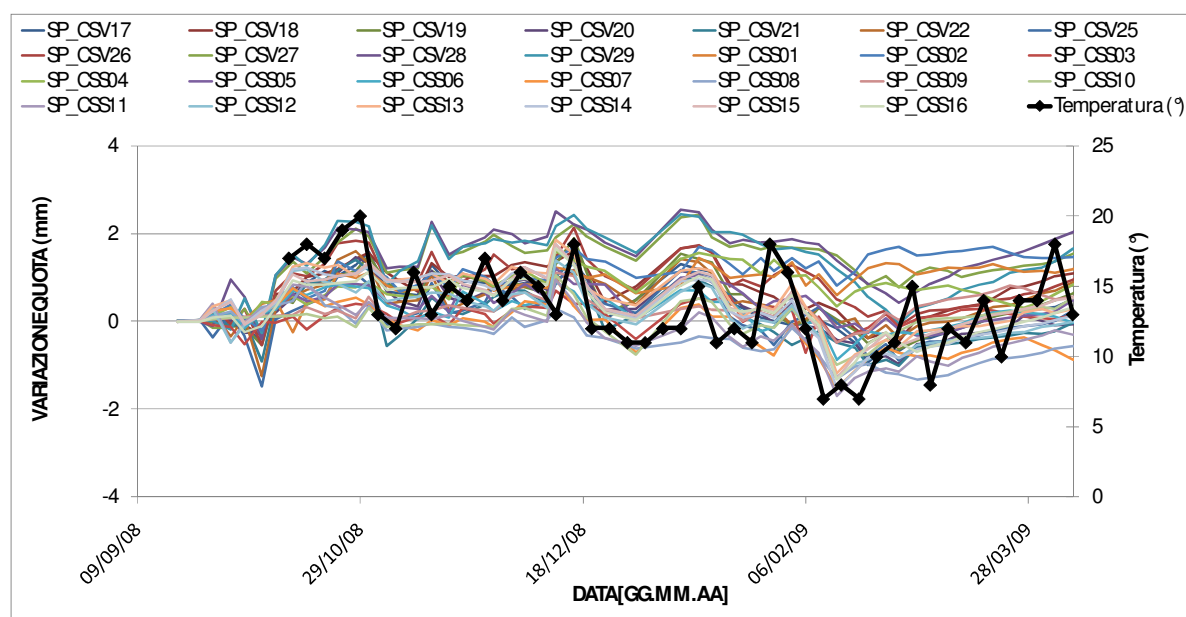


Figura 3.27. Andamento degli spostamenti verticali dei capisaldi e della temperatura con il passare del tempo

Le misure degli spostamenti orizzontali del terreno causati dalla realizzazione della paratia sono state eseguite utilizzando la sonda inclinometrica disponibile presso il laboratorio di Geotecnica del Dipartimento di Ingegneria Idraulica, Geotecnica e Ambientale.

L'inclinometro a sonda, utilizzato per il controllo degli spostamenti orizzontali di una tubazione inclinometrica, nel caso specifico in alluminio, è un elemento cilindrico munito di rotelline che contiene due sensori (sonde biassiali) eccitati dalla forza di gravità, (Fig. 3.28).



Figura 3.28. Sonda inclinometrica con cavo e centralina di acquisizione

I trasduttori di inclinazione, eccitati dalla forza di gravità, consentono di misurare variazioni dell'angolo di inclinazione dell'asse del sondaggio.

Il segnale è proporzionale al seno dell'angolo che l'asse della sonda forma con la verticale; dai valori dell'angolo, noto il passo di misura, si può risalire allo spostamento incrementale e da questo alla deformata del tubo, (fig. 3.29).

La tubazione è costituita da elementi di lunghezza pari a 3 metri con 4 guide interne che corrono longitudinalmente lungo tutta la sua estensione.

Le guide longitudinali sono disposte su due diametri per l'alloggiamento della sonda; indicate rispettivamente con A+ ed A-, le guide disposte convenzionalmente lungo la direzione $0^\circ - 180^\circ$, e con B+ e B- le guide disposte convenzionalmente lungo la direzione $90^\circ - 270^\circ$, (fig. 3.30).

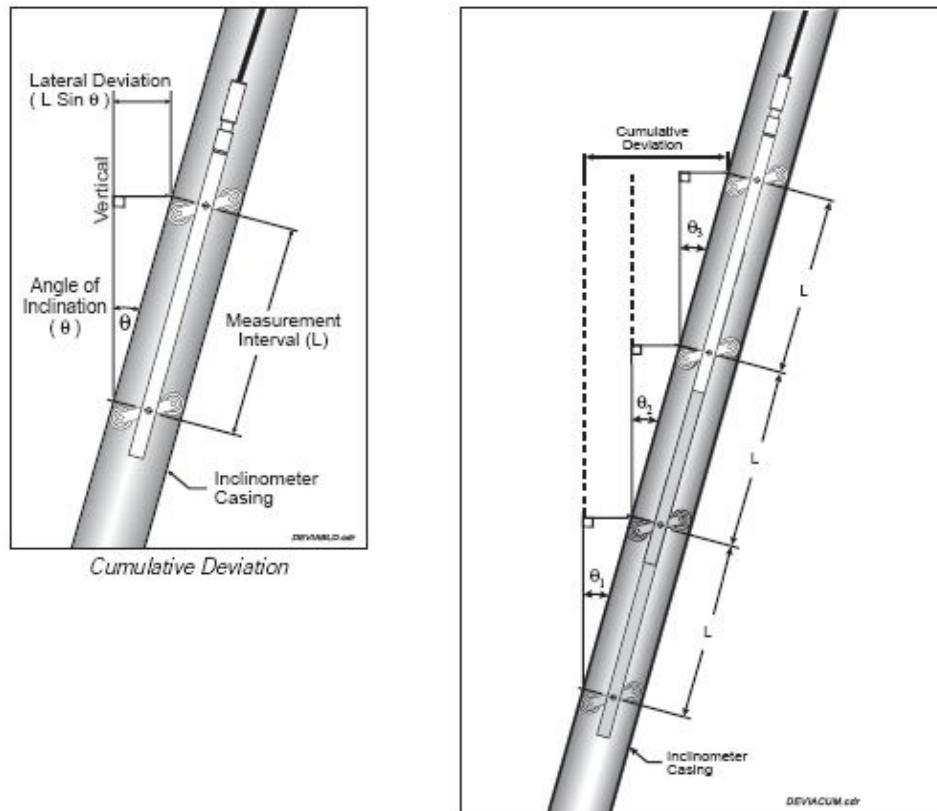


Figura 3.29. Schema di funzionamento dell' inclinometro

Nel passare da un tubo all'altro è necessario porre massima cura nell'eseguire le giunzioni per evitare un disallineamento eccessivo delle guide e quindi della sonda di lettura.

La sonda, di tipo biassiale, è costituita da un tubo di acciaio di forma cilindrica di circa 3 cm di diametro e 75 cm di lunghezza e consente di eseguire contemporaneamente nelle due direzioni ortogonali la misurazione dello spostamento orizzontale del tubo in modo tale da avere le due componenti normali dello spostamento sul piano orizzontale.

Il valore del modulo del vettore di spostamento globale ed il suo orientamento rispetto agli assi di riferimento è ottenuto attraverso una composizione vettoriale delle due componenti.

La sonda utilizzata per il monitoraggio è prodotta dalla *SINCO (Slope Indicator Company)* modello 50325 accoppiata ad una centralina di acquisizione ed elaborazione *SINCO Digtilt DataMate*, vedi figura 3.28.

Le misure sono eseguite ad intervalli di 50 cm di lunghezza a partire dal fondo del foro.

Come accennato, essendo la sonda biassiale, la misura è eseguita contemporaneamente nei due piani A + e A - e B + e B -, ma generalmente l'operazione è ripetuta ruotando la sonda di 180°, per ottenere una seconda serie di misure, che viene mediata con la prima.

Il sensore della sonda è un servoaccelerometro con sensibilità tipica di ± 0.02 mm/500 mm.

La risposta è di norma molto rapida, una volta aspettato un tempo sufficiente (10 minuti) per equilibrare la temperatura della sonda a quella del foro.

La precisione del servoaccelerometro diminuisce per grandi deviazioni della verticale, in quanto si tratta di un sensore collegato alla gravità (Mikkelsen e Wilson, 1983); i limiti di operatività sono $\pm 30^\circ$ rispetto alla verticale.

Condizione essenziale all'elaborazione dei dati è la definizione di un valore di riferimento dello spostamento: infatti, si assume che lo spostamento alla base del tubo sia nullo, come indicato in figura 3.31.

Tale assunzione permette di conoscere tutti i valori dello spostamento a meno di una costante.

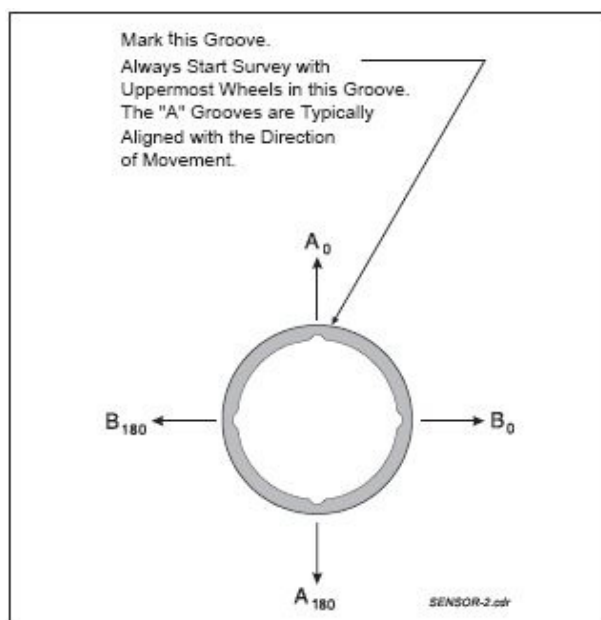


Figura 3.30. Schema guide tubazione inclinometrica

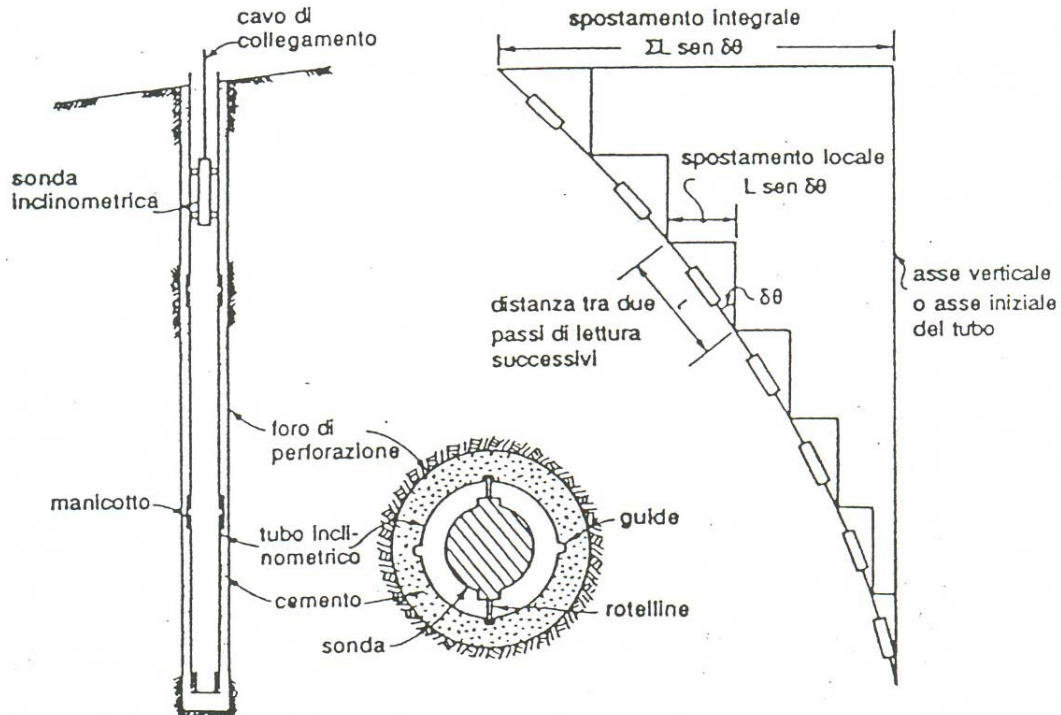


Figura 3.31. Installazione inclinometrica con interpretazione della misura

Per ogni misura inclinometrica, nel caso specifico, sono state eseguite 4 serie di letture, una per ognuna delle quattro guide del tubo. Generalmente la misura nella direzione parallela alla guida nella quale è presente la sonda è meno affetta da errori rispetto a quella nella direzione ortogonale (Simeoni e Mongiovì 2004; Mikkelsen 2003). Pertanto si è deciso di considerare solo le letture parallele alle guide della sonda (mediate a due a due) componendole vettorialmente. Altra opzione presa in considerazione è stata quella di mediare anche le letture in direzione ortogonale: la lettura ortogonale alle rotelline con quella parallela alle stesse, ma relativa alla guida ortogonale e viceversa. Tale elaborazione porta a risultati sostanzialmente concordi con quelli qui considerati, ma leggermente più dispersi.

In corrispondenza dell'inclinometro I1 sono stati misurati spostamenti massimi di circa 7 mm causati dall'esecuzione del CSM. Tali spostamenti sono diretti approssimativamente verso la zona di esecuzione dei lavori. Al di sotto della profondità trattata (10 m) si sono osservati spostamenti non nulli del tubo inclinometrico fino ad una profondità di circa 35 m.

Si riportano di seguito la planimetria dei setti trattati, la posizione dell'inclinometro rispetto a tali setti e la cronologia dei lavori. In figura 3.33 si riportano l'andamento degli spostamenti e degli azimut di tali spostamenti con la profondità e col tempo.

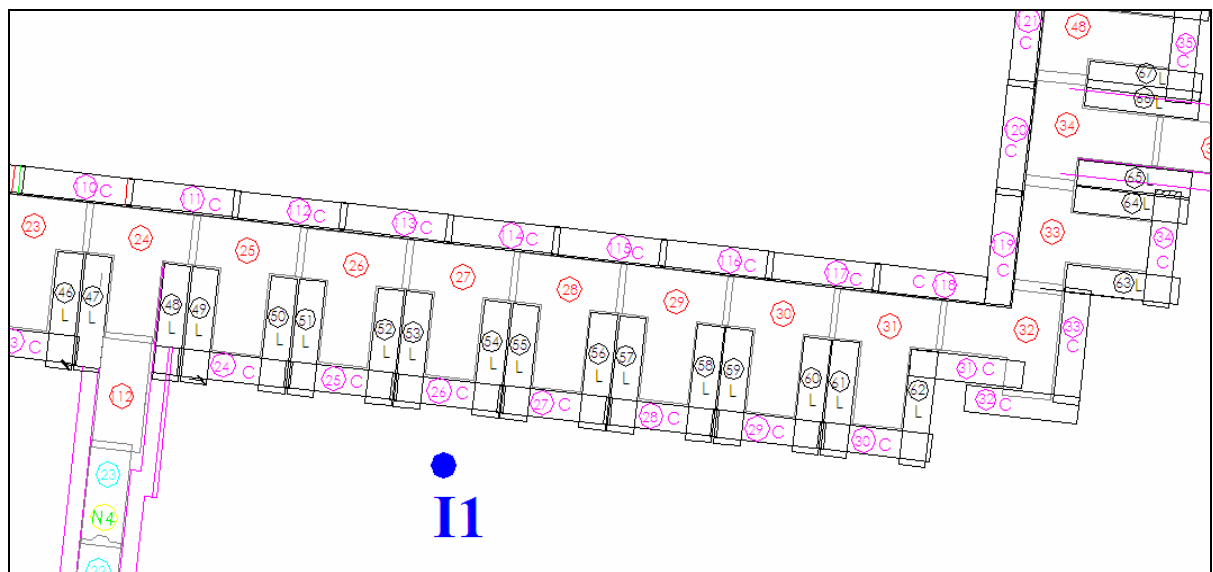


Figura 3.32. Posizione dell'inclinometro I1 rispetto ai setti di CSM

Tabella 4. Cronologia della realizzazione dei setti

data misura	setti trattati
23/10/2008	nessuno
27/10/2008	55-56-57-58-59-60
31/10/2008	da 48 a 62; da 24 a 28; da 30 a 32
06/11/2008	tutti

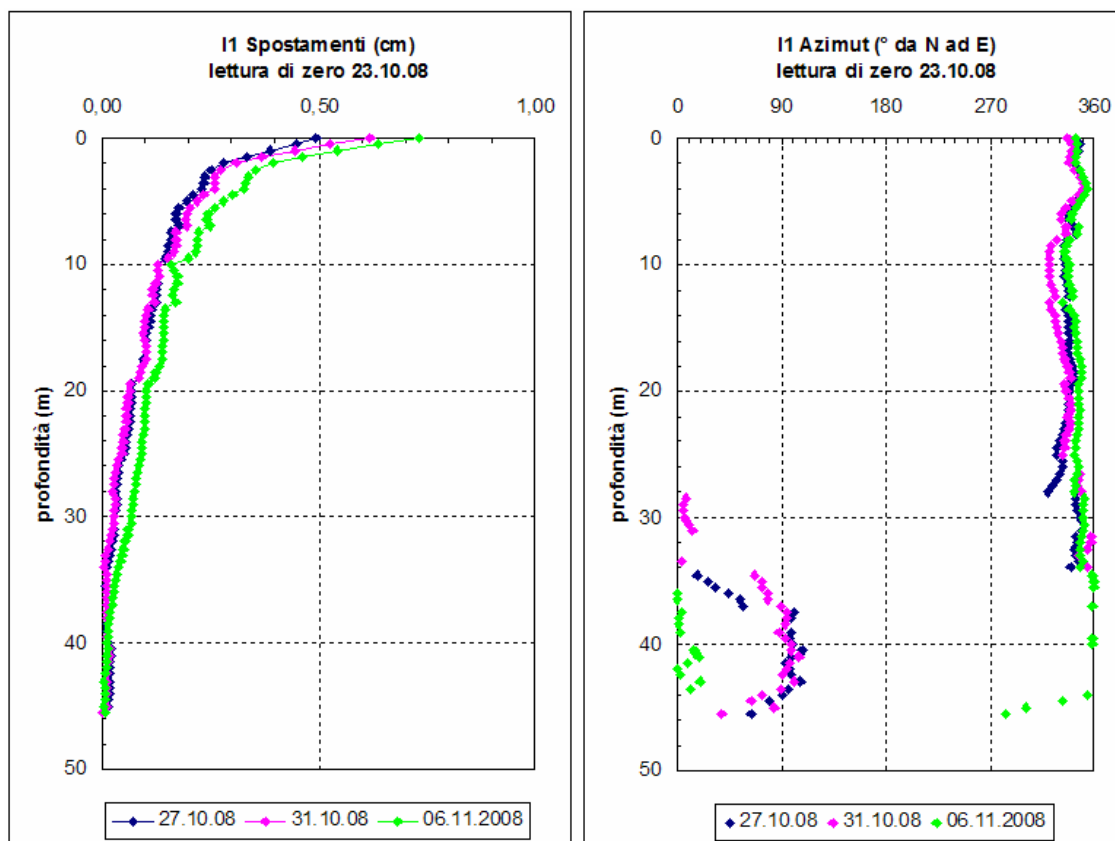


Figura 3.33. Spostamenti orizzontali indotti dalla realizzazione del CSM

Infine si riporta la figura 3.34 in cui sono rappresentati gli incrementi di spostamento e di azimut di ogni misura rispetto alla misura precedente.

Gli incrementi di spostamento mostrano che si hanno variazioni di spostamento significative, tra una misura e la precedente, solo per la prima lettura (incremento rispetto alla lettura di zero), per la quale sono stati eseguiti buona parte dei pannelli profondi 10 m, mentre per le altre due misure si osservano spostamenti minori.

Gli incrementi di azimut, confermano che gli spostamenti sono diretti sostanzialmente verso la zona in cui si effettuano i trattamenti.

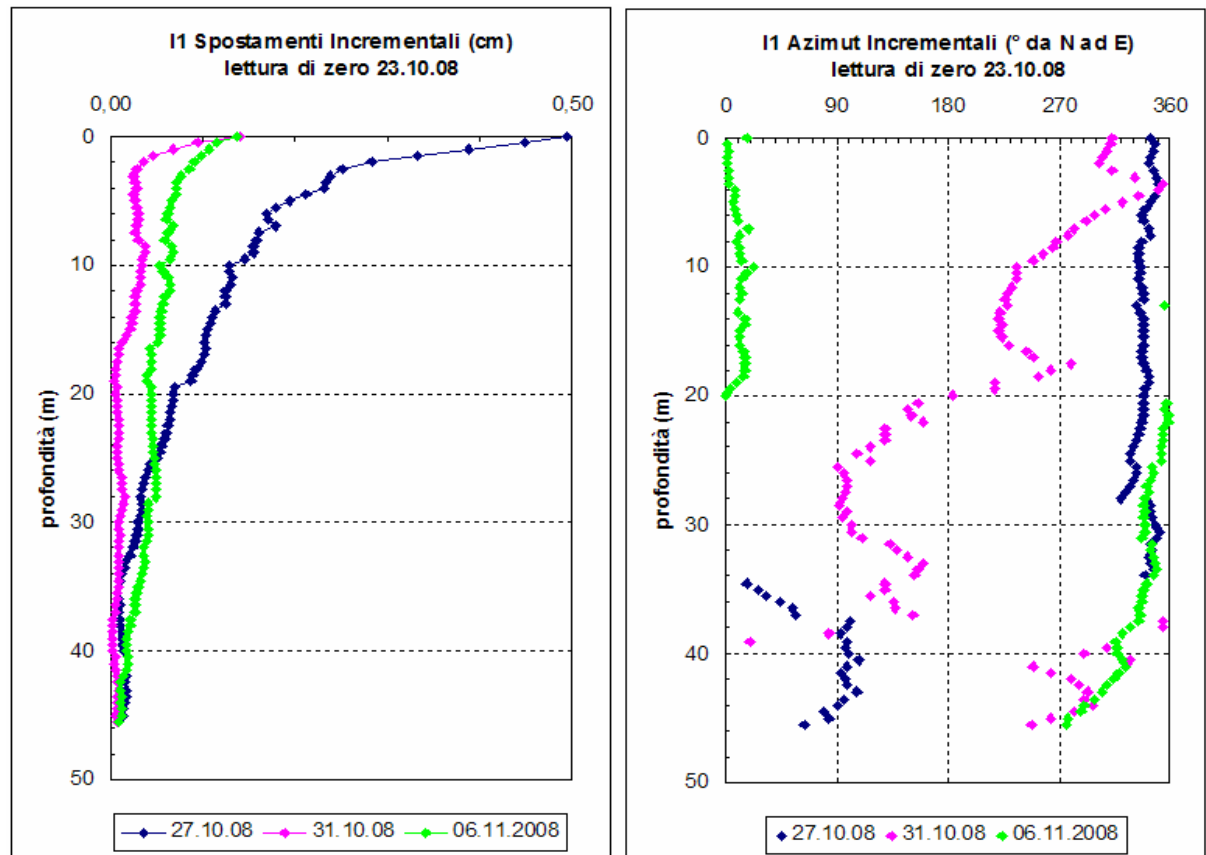


Figura 3.34. Spostamenti orizzontali incrementali indotti dalla realizzazione del CSM

Si ribadisce quindi che trattamenti preliminari del terreno possono dare spostamenti significativi e potenzialmente pericolosi per eventuali strutture sensibili adiacenti.

Misure analoghe degli spostamenti causati dai trattamenti CSM (profondi circa 23 m) sono state eseguite presso la stazione dell'alta velocità di Bologna; anche in questo caso gli spostamenti causati dall'esecuzione del CSM sono da considerare non trascurabili. Vengono riportate di seguito anche tali misure.

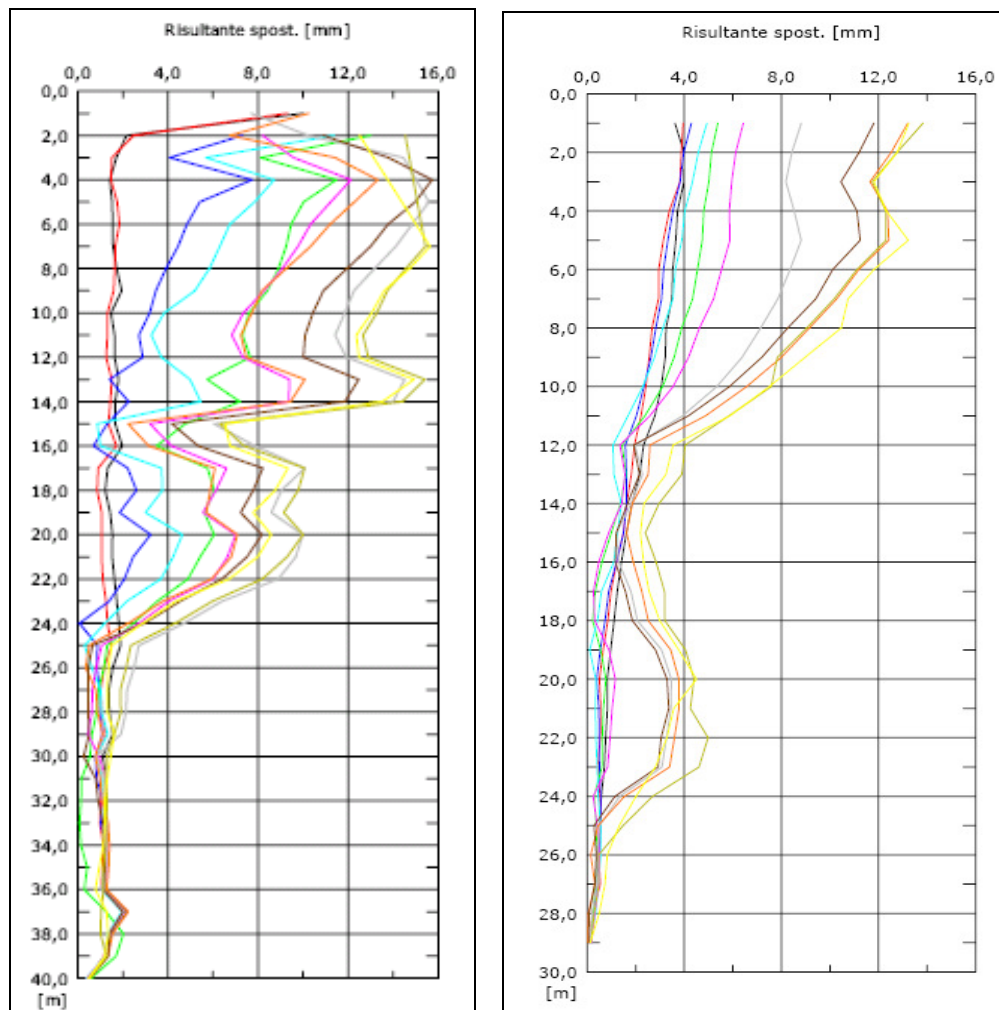


Figura 3.35. Spostamenti orizzontali indotti dalla realizzazione del CSM realizzato presso la stazione alta velocità di Bologna

3.4.1 Spostamenti dovuti alla realizzazione dei pannelli

Gli spostamenti dovuti alla realizzazione dei pannelli sono stati monitorati tramite i due inclinometri I2 ed I3, la cui posizione è rappresentata in figura 3.36, nella quale si osserva anche la numerazione dei i pannelli prossimi a tali inclinometri.

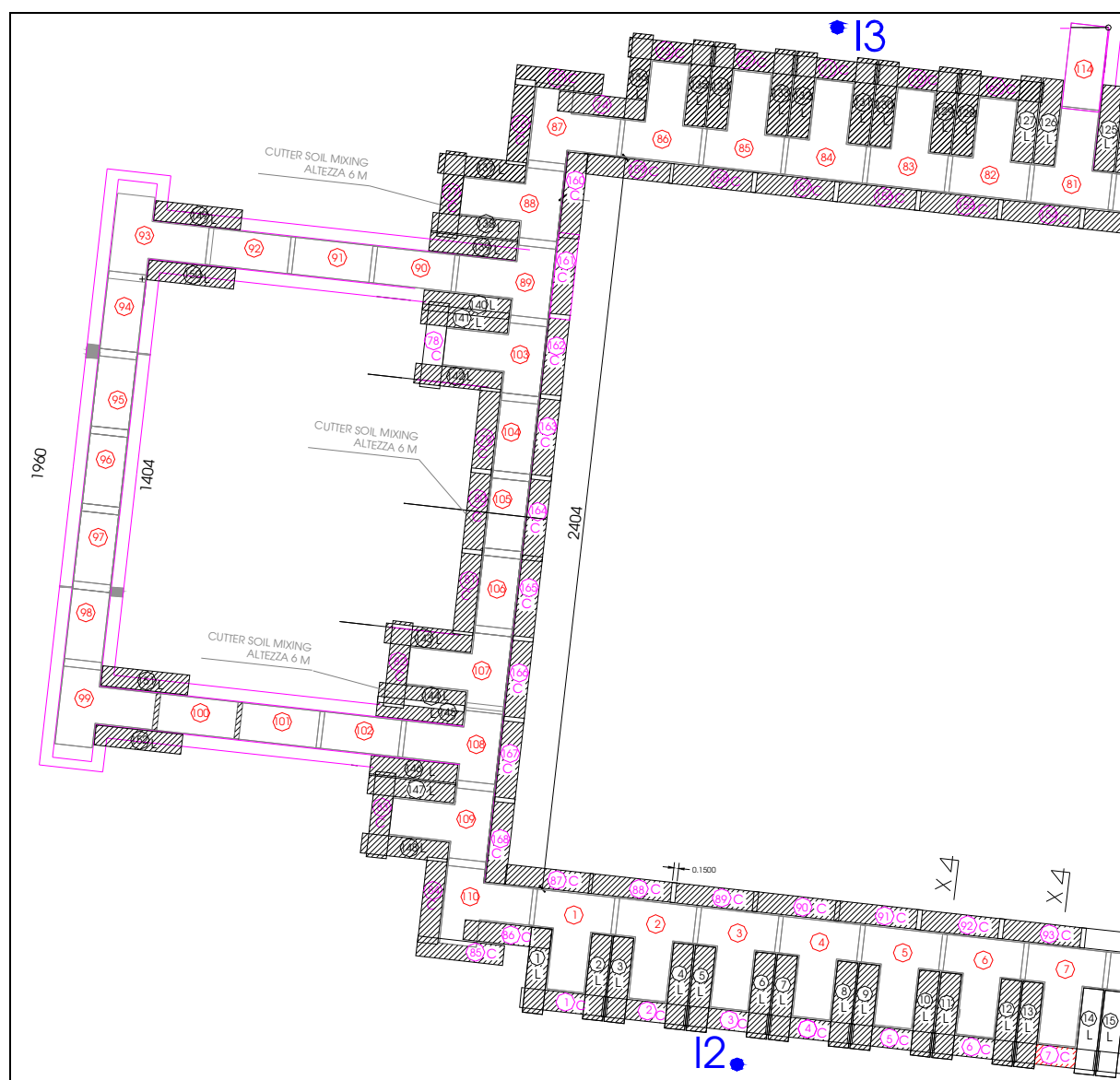


Figura 3.36. Posizione degli inclinometri rispetto ai pannelli

Non è stato possibile utilizzare anche l'I1 per il monitoraggio degli spostamenti indotti dalla realizzazione della paratia essendo tale inclinometro meno profondo dei pannelli.

Si riporta nella tabella 5 la cronologia delle lavorazioni dei pannelli nei pressi degli inclinometri I2 e I3 e la cronologia delle misure eseguite.

Tabella 5. Cronologia dei lavori e delle misure

data	lavori	misure	appunti
21/11/2008	getto 91		
25/11/2008	getto101		
27/11/2008	getto93		
28/11/2008	getto97	zero I2	
02/12/2008	getto 99		
03/12/2008	scavo anima pannello 2 + getto95		
04/12/2008	scavo ala pannello 2	I2	misure eseguita prima dell'inizio dello scavo dell'ala
05/12/2008	getto pannello2	I2	misure eseguita prima dell'inizio del getto
09/12/2008		I2(ns) + zero I3	in corrispondenza di I2 non sono stati eseguiti lavori dal 5/12
10/12/2008	scavo pannello85 + getto 92		
11/12/2008	getto pannello85	I3	lettura prima del getto
12/12/2008	getto100		
15/12/2008	scavo pannello4 + getto 94	I2(eo) + I3	in corrispondenza di I2 non sono stati eseguiti lavori dal 5/12(misure prima di inizio scavo)
16/12/2008		I2	
17/12/2008	getto pannello4 + scavo pannello 89		
18/12/2008	getto 89	I2 + I3	misure eseguita prima dell'inizio del getto
19/12/2008	getto 98		
22/12/2008	getto 90	I3	lettura prima del getto
30/12/2008	getto 96		
07/01/2009	scavo 108		
08/01/2009	getto108 + inizio scavo 87	I2	misure eseguite prima del getto 108
09/01/2009	fine scavo87 + getto	I2	
12/01/2009	scavo110	I3	
15/01/2009	getto102 + scavo 83	I2	prima di getto102
16/01/2009	getto 83	I3	misure dopo scavo83 e prima getto 83
19/01/2009	scavo 6 + getto106	I3	
20/01/2009	getto6	I2	misure eseguite prima del getto
22/01/2009	getto 88 + scavo 3	I2	1 ° misura nord sud prima dell'inizio scavo;
23/01/2009	getto3 + scavo 109	I2	fino a metà getto3
24/01/2009		I2	
26/01/2009	fine scavo 109	I3	
27/01/2009	getto109		
28/01/2009		I2 + I3	
29/01/2009	scavo5		
30/01/2009	getto5 + scavo1	I3	
02/02/2009	getto1 + scavo 81	I2	misure con h c/s compresa tra -44 e -36
03/02/2009		I2+I3	
04/02/2009	getto107 + scavo 77		
05/02/2009	getto77 + scavo 84	I3	misure durante lo scavo 84
06/02/2009	getto 84	I3	misura eseguita prima del getto
05/03/2009		I2 + I3	eseguiti tutti i pannelli nei pressi degli inclinometri

In figura 3.37 si osservano gli spostamenti orizzontali misurati in corrispondenza del tubo inclinometrico I3, la lettura di zero di tale inclinometro è stata eseguita dopo la realizzazione dei trattamenti preliminari con CSM, quindi gli spostamenti misurati sono dovuti essenzialmente allo scavo e al getto dei vari pannelli della paratia. Si osservano spostamenti finali diretti verso la paratia, lo spostamento massimo è di circa 6 mm, e situato ad una profondità di circa 35 m.

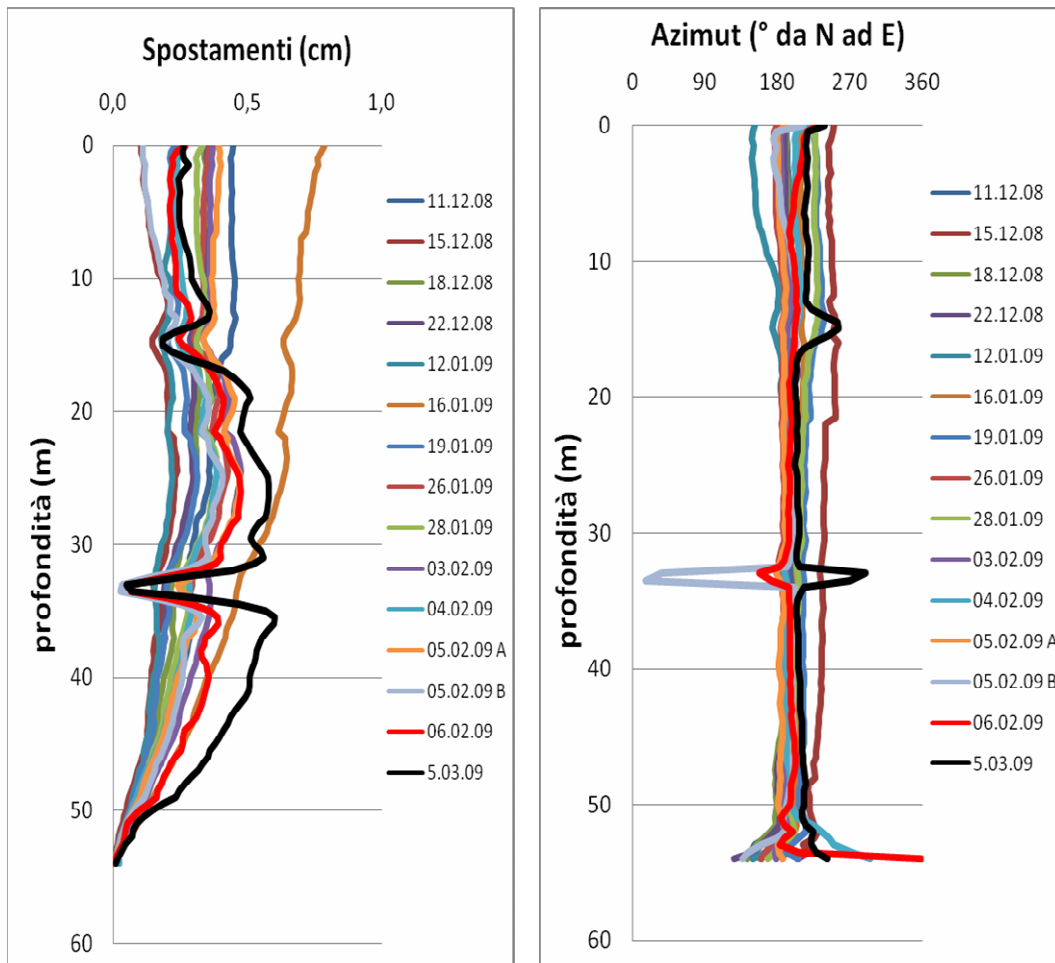


Figura 3.37. Spostamenti orizzontali indotti dalla realizzazione dei pannelli

Con lo scavo di ogni pannello si ha uno spostamento verso la direzione di questo, con il getto si ha uno spostamento in senso opposto, si hanno così cicli di carico e scarico durante i quali si vanno accumulando spostamenti verso l'interno del pannello. Ciò è dovuto al fatto che gli spostamenti dovuti al getto sono di valore inferiore a quelli dovuti allo scavo.

L'inclinometro I2 mostra spostamenti sostanzialmente simili a quelli dell'I3.

Per l'I2 si osserva uno spostamento massimo di circa 5 mm, diretto verso la paratia, ad una profondità di circa 22 m (vedi figura 3.38).

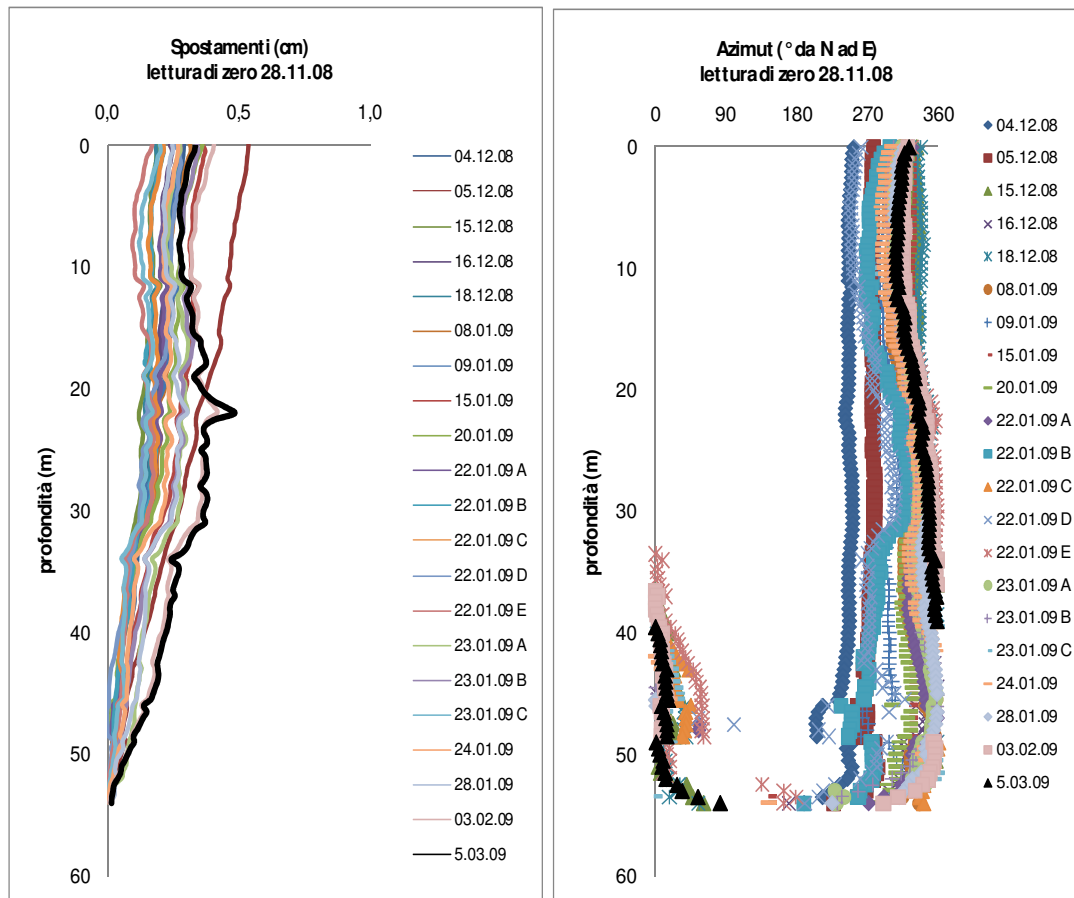


Figura 3.38. Spostamenti orizzontali indotti dalla realizzazione dei pannelli

Considerando la formula riportata nel capitolo precedente, se si ipotizza un'altezza critica della distribuzione della spinta del calcestruzzo pari a 5 m, si ottiene una stima del massimo spostamento orizzontale diretto verso la paratia e pari a 6 mm, in sostanziale accordo con le misure riportate sopra. Si deve però sottolineare che scegliendo un'altezza critica maggiore si possono prevedere anche spostamenti di segno opposto, anche se comunque sempre molto piccoli.

In figura 3.39 si riportano gli azimut e gli spostamenti incrementali, rispetto alla misura precedente, si nota che gli azimut sono generalmente diretti verso il pannello eseguito, o nella direzione opposta.

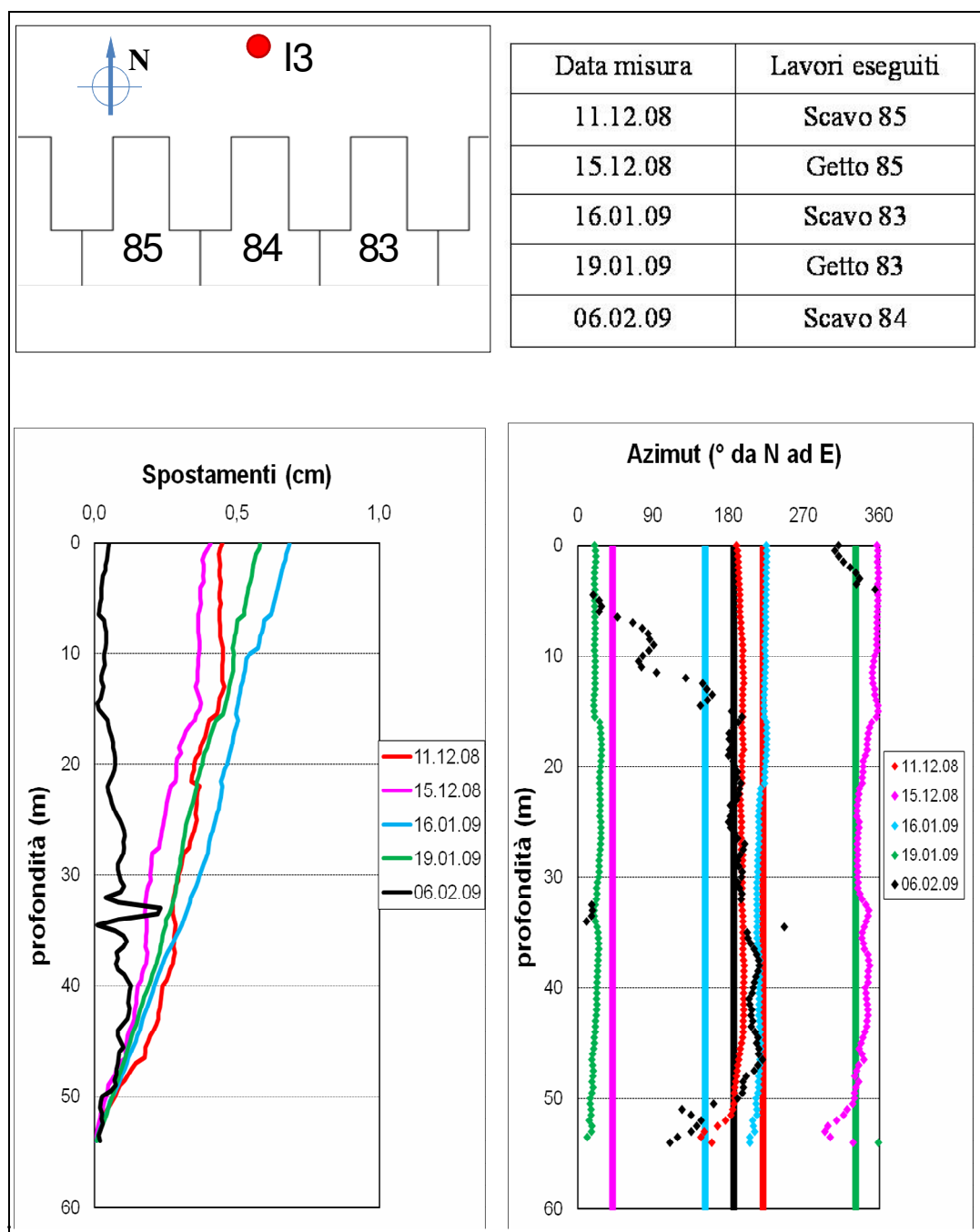


Figura 3.39. Spostamenti orizzontali incrementali indotti dalla realizzazione dei pannelli adiacenti all'inclinometro I3

In figura 3.39 si può osservare meglio l'effetto dell'installazione dei singoli pannelli, mettendo in relazione gli incrementi di spostamento misurati con le diverse fasi di lavorazione. Come già detto, in fase di scavo si hanno spostamenti verso il pannello e in fase di getto nel verso opposto. Si noti che gli spostamenti dovuti al pannello più prossimo all'inclinometro sono di entità inferiore a quella dei due immediatamente

contigui (e quindi più distanti dall'inclinometro stesso). Questa evidenza sperimentale è stata confermata qualitativamente da simulazioni numeriche riportate in seguito. Con ogni probabilità ciò è dovuto almeno all'effetto concomitante di due cause. La prima è che il pannello più vicino è stato realizzato per ultimo, quando i due adiacenti formavano insieme al CSM un considerevole irrigidimento del contorno dello scavo. La seconda causa è legata alla natura fortemente tridimensionale dello scavo, che comporta spostamenti di tutti i lati del pannello. Al variare della posizione dell'inclinometro rispetto all'asse di quest'ultimo, cambia la superficie di pannello per così dire esposta alle misure inclinometriche. Nel caso in questione la superficie del pannello frontale esposta all'inclinometro è inferiore a quella esposta dei pannelli laterali.

Tale superficie, unitamente con la distanza tra pannello e inclinometro, può essere rappresentata dall'angolo α riportato in fig. 3.40.

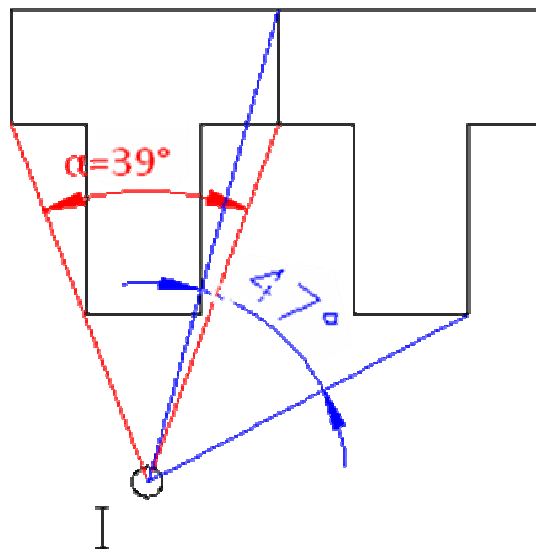


Figura 3.40. Definizione dell'angolo α

A conferma di quanto detto, in Figura 3.41 si riporta il massimo spostamento relativo a ciascuna fase (scavo o getto dei vari pannelli) in funzione della distanza del pannello eseguito dall'inclinometro, in Figura 3.42 si riportano gli stessi spostamenti in funzione dell'angolo α appena citato. Si osserva che lo spostamento aumenta all'aumentare di quest'ultimo in modo più evidente e logico di quanto non sembri in funzione della distanza. Si osserva inoltre, in accordo con quanto già detto, che per

ogni pannello gli spostamenti massimi dovuti allo scavo sono maggiori di quelli dovuti al getto. Bisogna comunque aggiungere che le misure sono ovviamente affette da incertezza legata agli inevitabili errori.

In particolare, per tubi inclinometrici così lunghi possono aversi errori accidentali di misura fino ad un massimo di circa 2 mm, ai quali devono aggiungersi gli eventuali errori sistematici. Nel prossimo futuro, saranno effettuati approfondimenti su tale argomento. Altra possibile fonte di incertezza nelle misure è l'inevitabile non ripetibilità nell'esecuzione dei diversi pannelli in termini di durata dei lavori di scavo e getto, altezza del fango, densità di fango e calcestruzzo ecc.

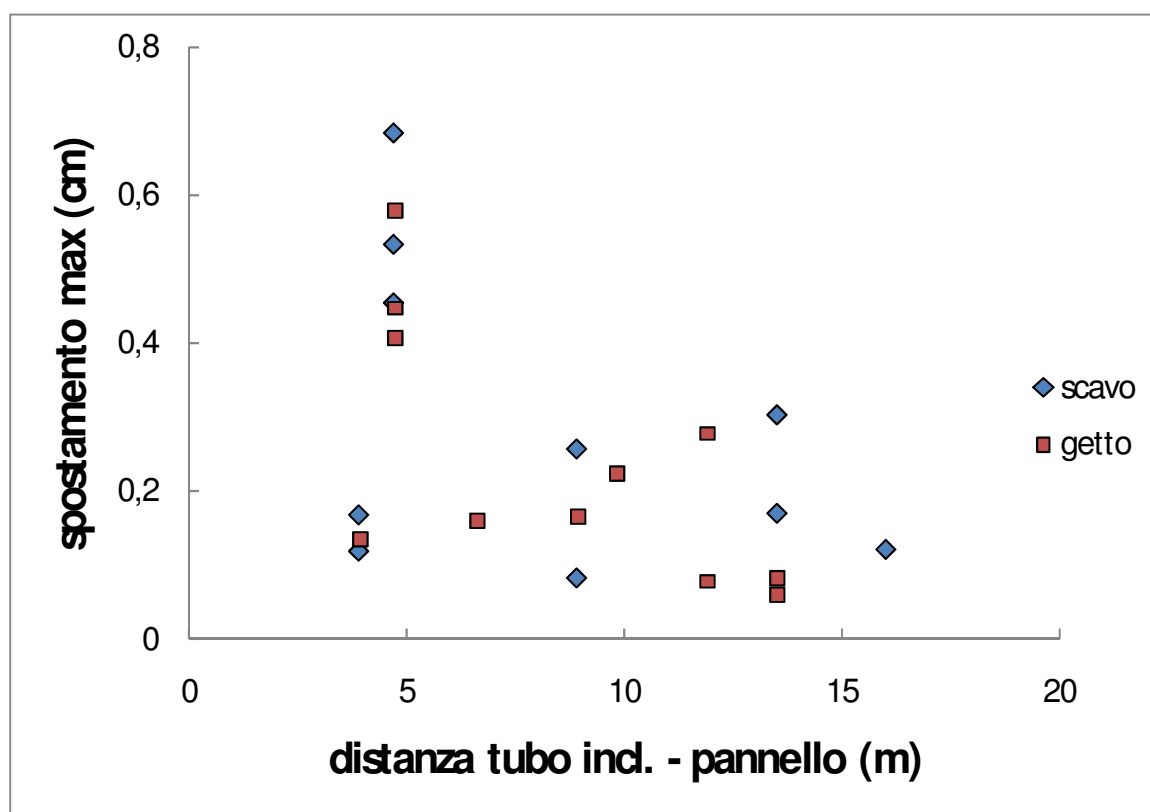


Figura 3.41. Spostamenti orizzontali incrementali massimi indotti dalla realizzazione dei pannelli in funzione della distanza tra inclinometro e baricentro del pannello

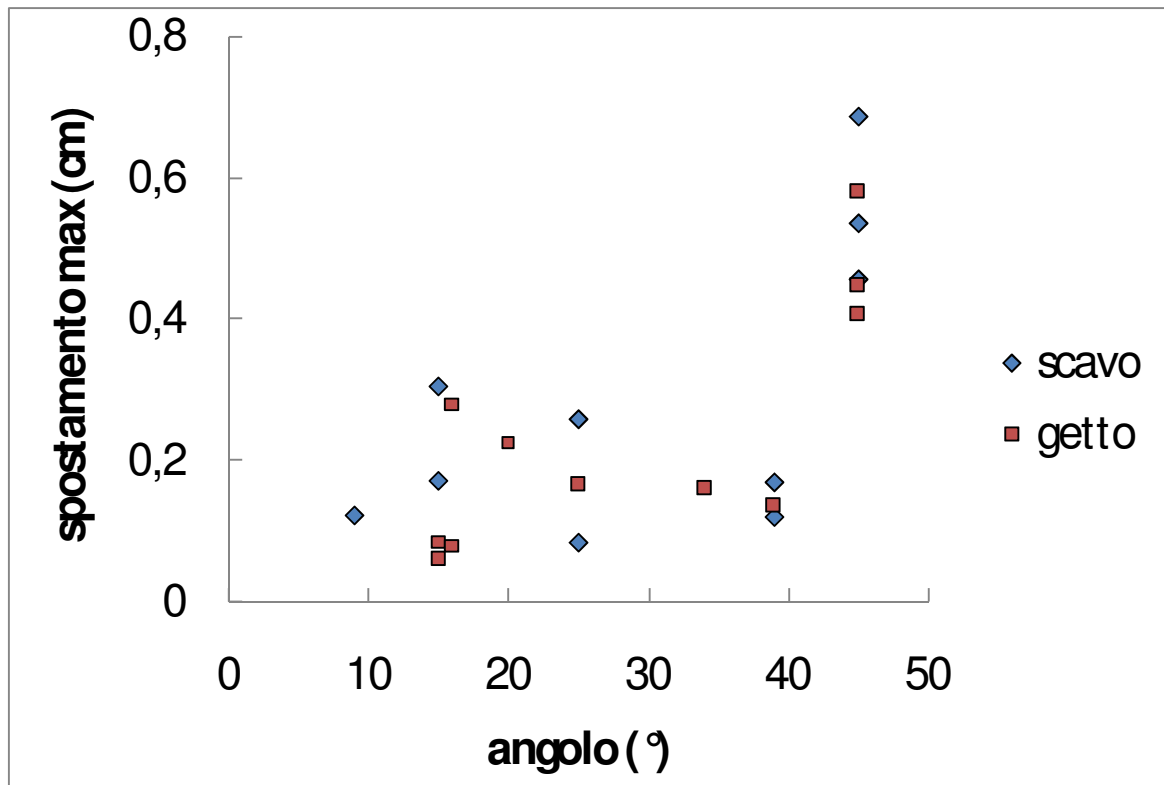


Figura 3.42. Spostamenti orizzontali incrementali massimi indotti dalla realizzazione dei pannelli in funzione dell'angolo α

3.4.2 Discussione sull'affidabilità delle misure eseguite

Le misure eseguite, come mostrato precedentemente, sembrano essere abbastanza concordi con quel che ci aspettava a priori.

Sono però da mettere in luce alcuni dubbi e problemi riguardanti la tipologia del profilo degli spostamenti:

1. Essendo presente, alla base degli inclinometri, per quasi 15 m, uno strato di tufo, ci si aspettava in questa zona spostamenti pressoché nulli, mentre sono stati misurati spostamenti non trascurabili.
2. Una misura inclinometrica restituisce gli spostamenti a meno di una costante, tale costante può essere determinata eseguendo misure topografiche alla testa dell'inclinometro, o può essere ragionevolmente considerata nulla se nella zona più profonda del tubo si registrano spostamenti pressoché nulli. Le nostre misure non si trovano in nessuno di questi due casi.
3. In testa all'inclinometro ci si aspettava spostamenti molto piccoli a causa del trattamento di CSM, mentre sono stati misurati spostamenti rilevanti.

Sono varie le motivazioni che possono giustificare tali problemi.

La non verticalità del profilo degli spostamenti all'interno del banco di tufo può essere spiegata in vari modi:

- Presenza di errori sistematici nelle misure quali il “*bias shift error*” o il “*rotation error*”. Tali errori possono essere corretti tramite appropriata rielaborazione delle misure (Mikkelsen 2003).
- Difetto della cementazione del tubo inclinometrico all'interno del tufo; tali difetti occorrono più facilmente in profondità ed in corrispondenza di rocce lapidee. In tal caso gli spostamenti misurati all'interno del tufo sarebbero tutti errore, mentre quelli al di sopra del tufo sarebbero determinati a meno di una costante.
- Si ha realmente uno spostamento all'interno del tufo, le cui caratteristiche vengono generalmente determinate tramite prove in laboratorio su campioni intatti, mentre in sito tale roccia si presenta molto fratturata. In questo caso la profondità dell'inclinometro sarebbe inadeguata a tutte le misure sarebbero determinate a meno di una costante

Tramite analisi con Plaxis 2D, simulando una serie di fratture all'interno del tufo (tramite elementi interfaccia), avente tetto a 40 m dal piano campagna, si sono previsti spostamenti nel tufo e nel terreno simili a quelli misurati (vedi figura 3.43). Questa analisi, non può essere considerata un'analisi molto affidabile, modellando in 2D effetti marcatamente 3D e modellando in maniera abbastanza arbitraria il tufo fratturato, ma è comunque utile per mettere in luce l'effettiva possibilità che gli spostamenti misurati nel tufo non siano necessariamente dovuti ad errori di misura.

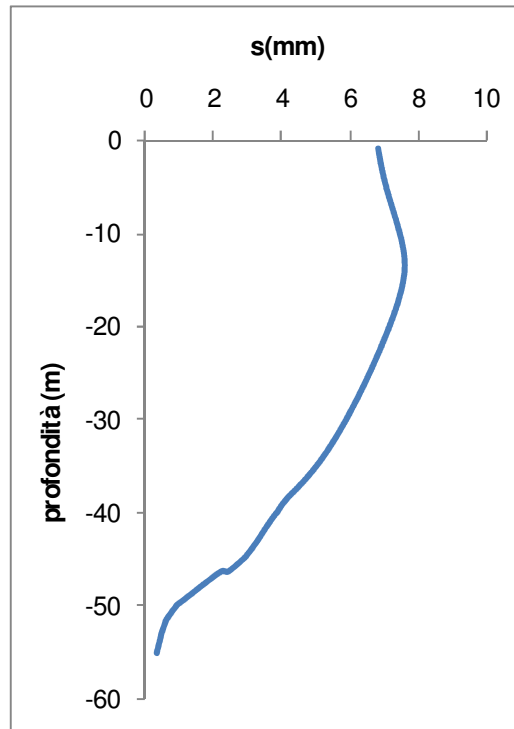


Figura 3.43. Spostamenti orizzontali dell'inclinometro causati dallo scavo del pannello previsti tramite analisi FEM 2D, considerando il tufo fratturato

Gli eccessivi spostamenti in corrispondenza del piano campagna possono essere giustificati da una non perfetta esecuzione del CSM o da errori di misura.

Se si ipotizza che gli spostamenti nel tufo siano dovuti ad errori di misura sistematici, si può procedere ad una correzione.

3.5 Analisi numeriche 3D della realizzazione del singolo pannello

Per meglio comprendere il complesso meccanismo di redistribuzione delle tensioni e di generazione degli spostamenti causati dalla realizzazione dei pannelli più vicini all'inclinometro, sono state eseguite delle analisi numeriche preliminari e semplificate.

In figura 3.44 è mostrato il modello geometrico utilizzato: sfruttando la simmetria del problema, il pannello del quale è stata simulata l'installazione è stato modellato solo a metà, di fianco a tale pannello ne è stato modellato un altro, mentre di fronte e dietro è stato simulato il CSM. Sono state eseguite due analisi: la prima considerando l'assenza di pannelli nei dintorni di quello scavato; la seconda considerando la presenza dei due pannelli laterali (modellati "*wished in place*").

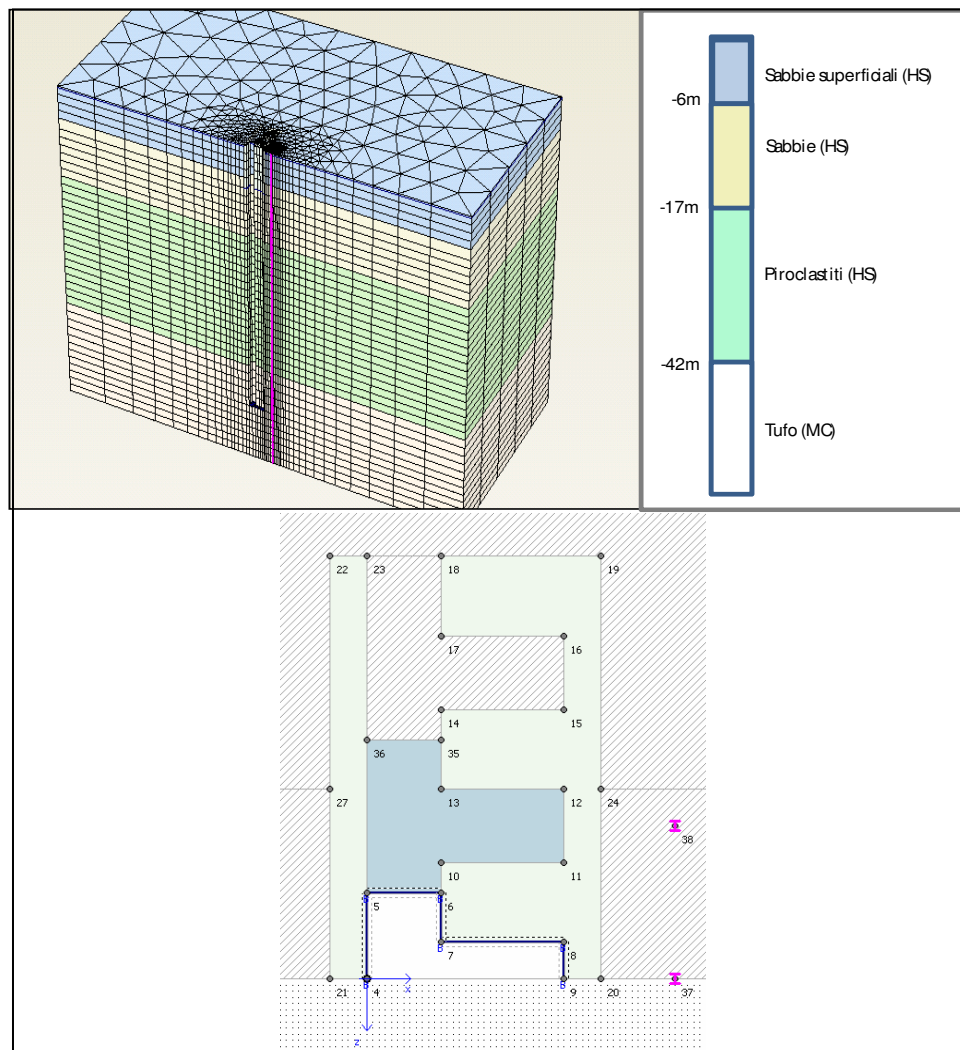


Figura 3.44. Geometria del problema studiato

Si è considerato un profilo stratigrafico semplificato, composto da sabbie superficiali, sabbie profonde, terreni piroclastici e tufo. I terreni sciolti sono stati simulanti tramite *hardening soil model*, quelli cementati tramite un modello elastico perfettamente plastico con superficie di rottura alla Mohr-Coulomb, il calcestruzzo con un modello elastico lineare, avente rigidezza pari a quella a 28 giorni di stagionatura.

Si riportano le principali caratteristiche utilizzate per terreni naturali e cementati artificialmente.

Tabella 6. Caratteristiche dei terreni simulati tramite HS

Terreno	Sabbie superficiali	Sabbie	Piroclastiti
E_{50} (kPa)	10000	15000	20000
E_{oed} (kPa)	18000	15000	20000
E_{ur} (kPa)	30000	30000	40000
m	0,5	0	0
φ' (°)	36	36	34
c' (kPa)	0	0	0
ψ	0	0	0
γ (kN / m ³)	16	16	14
γ_{sat} (kN / m ³)	18	18	16

Tabella 7. Caratteristiche dei terreni simulati tramite MC

Terreno	Tufo	CSM
E (kPa)	1000000	1000000
φ' (°)	27	36
c' (kPa)	500	296
ψ	0	0
γ (kN / m ³)	1,4	1,7
γ_{sat} (kN / m ³)	1,6	1,7

Si noti che, ai terreni sciolti, sono state assegnate rigidezze abbastanza basse se confrontate con quelle dedotte dalle indagini, per far sì che gli spostamenti ricavati dalle analisi numeriche fossero paragonabili a quelli misurati in sito.

Ai terreni sciolti è stato assegnato un coefficiente di spinta a riposo pari a 0,8.

È stata simulata la fase di scavo del pannello eliminando il terreno al suo interno e sostituendolo con le spinte esercitate del fango sulla superficie del pannello; la fase di getto del calcestruzzo è stata simulata incrementando le forze fino ad una distribuzione bilineare avente h_c pari a 8 m.

Vengono riportate le “misure” prese in corrispondenza dei punti 38 e 37 (in viola in figura 3.44), posti in posizione analoga a quella dell’inclinometro I3.

L'azimut del baricentro del pannello rispetto al punto 37 è pari a 360° (direzione opposta 180°), rispetto al punto 38 è 325° (direzione opposta 145°), tali azimut sono evidenziati in figura 3.45 tramite i due segmenti neri verticali.

Si riportano quindi gli 8 profili inclinometrici che si ottengono facendo variare l'inclinometro considerato (il punto 37, più vicino al pannello, ed il 38, più lontano), la fase (la fase 2 è quella successiva allo scavo, la 3 è successiva al getto), la condizione iniziale (con o senza il pannello laterale preesistente).

In seguito allo scavo del pannello si osservano spostamenti diretti verso il pannello, che vengono parzialmente recuperati in seguito al getto. La profondità del massimo spostamento è generalmente compresa tra i 30 e i 40 m. Sia nella zona più superficiale sia in quella più profonda gli spostamenti tendono a zero, a causa del CSM e del tufo.

Si può osservare che il massimo spostamento dovuto allo scavo del primo pannello è maggiore in corrispondenza dell'inclinometro più lontano che di quello più vicino e che gli spostamenti avuti nel caso di preesistenza dei pannelli laterali sono sensibilmente inferiori a quelli che si hanno in caso di assenza di tali pannelli, tali osservazioni erano già state fatte analizzando le misure.

Da notare anche che gli azimut degli spostamenti sono diretti verso il baricentro del pannello nel caso di assenza di lavori precedenti (preesistenza dei pannelli adiacenti), ma nel caso di presenza precedente di pannelli ciò non è più vero. Gli azimut sono maggiormente discosti dalla direzione aspettata quando sono presenti pannelli preesistenti ed in prossimità del piano campagna dove è presente il CSM.

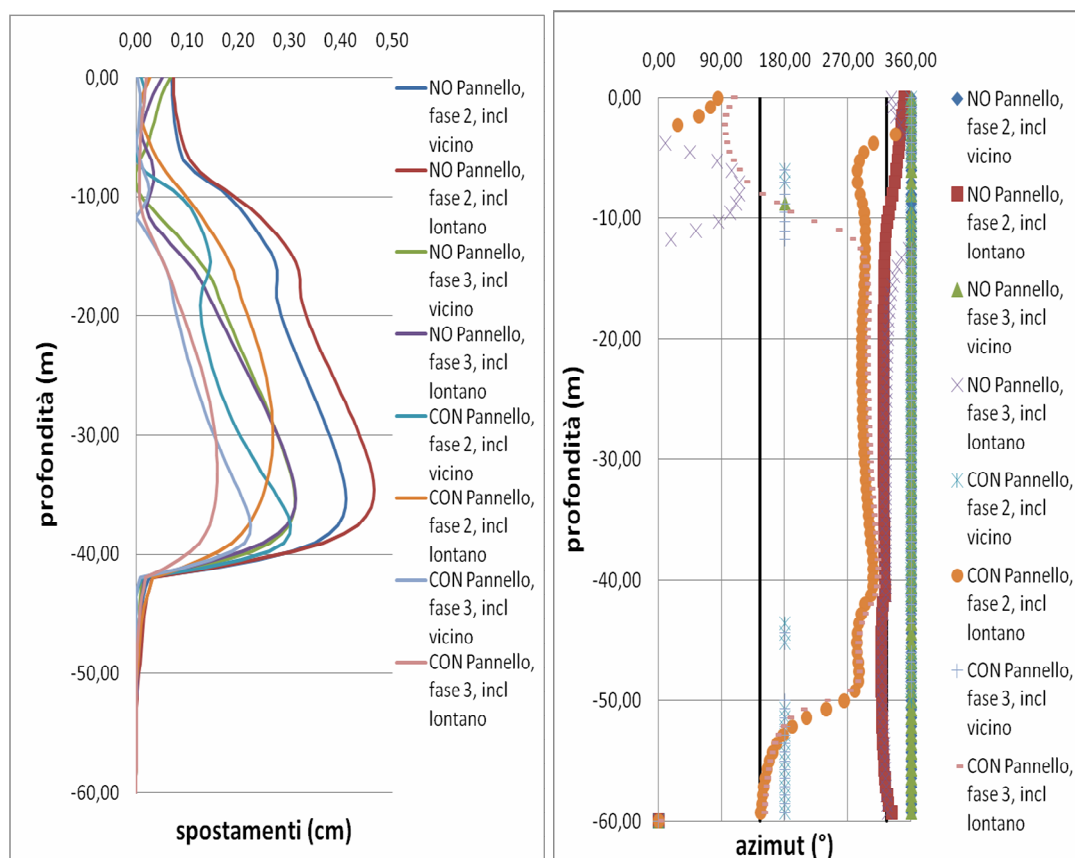


Figura 3.45. Spostamenti orizzontali previsti da analisi 3D

In figura 3.46 sono riportati gli spostamenti incrementali e gli azimut ad essi riferiti. Si può meglio osservare come gli spostamenti dovuti alle diverse fasi di scavo non sempre sono diretti verso la direzione aspettata.

Si osserva inoltre che generalmente gli spostamenti dovuti alla fase di scavo del pannello sono diretti approssimativamente verso il pannello ed hanno massimo a circa 35 m di profondità; quelli dovuti alla fase di getto hanno approssimativamente il verso opposto, sono leggermente inferiori ed hanno il massimo a circa 10 m di profondità (ciò è dovuto alla distribuzione bilineare della spinta del calcestruzzo).

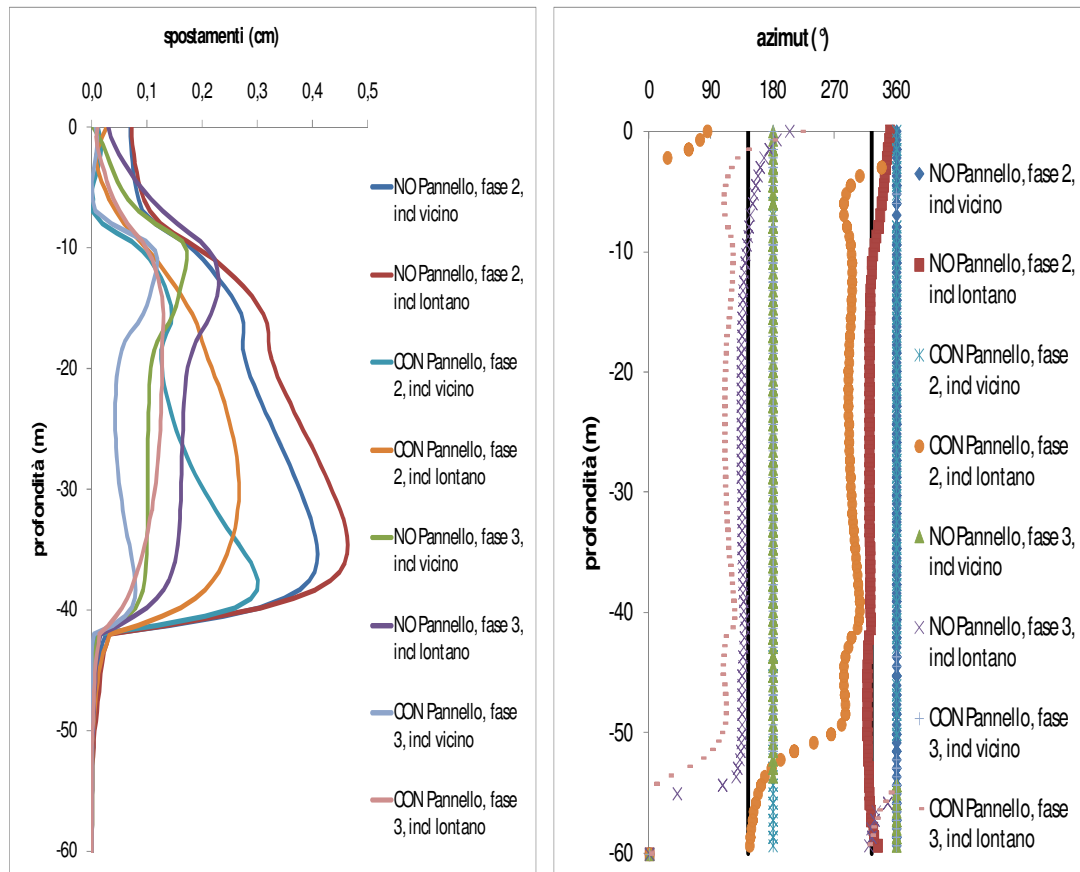


Figura 3.46. Spostamenti orizzontali incrementali previsti da analisi 3D

4. Scavi profondi in ambiente urbano

4.1. Introduzione

Sempre più spesso si eseguono scavi profondi in ambiente urbano, soprattutto in relazione alla realizzazione di opere di trasporto sotterranee. Ciò ha reso particolarmente importante la previsione dell'entità degli spostamenti del terreno indotti dallo scavo, su cui si è concentrata l'attenzione di molti ricercatori.

Il fatto che gli spostamenti dovuti allo scavo principale, con il miglioramento delle tecniche costruttive e l'adozione di strutture molto rigide, siano diventati generalmente di modesta entità (Wang et al. 2005, L'Amante 2009) rende potenzialmente rilevanti alcuni aspetti fino ad oggi trascurati, quali ad esempio gli spostamenti indotti dalla realizzazione dell'opera di sostegno stessa. Le più recenti evidenze sperimentali (Koutsoflas et al. 2000; L'Amante et al. 2010) indicano chiaramente che gli spostamenti indotti nel terreno durante la realizzazione di una paratia di pannelli con l'uso di fango bentonitico possono essere non trascurabili e comunque paragonabili, come ordine di grandezza, a quelli che si hanno in seguito allo scavo principale del quale la paratia sostiene le pareti.

In letteratura sono presenti diversi lavori che indagano e interpretano il comportamento delle opere di sostegno di scavi a cielo aperto con riferimento all'intero processo realizzativo, sia per quanto riguarda la raccolta di misure relative a casi reali (Poh e Wong, 2001; de Wit e Lengkeek, 2002), sia in relazione all'analisi numerica del problema (Ng e Yan, 1999, Conti et al., 2011).

La disponibilità di misure relative a *case histories* in vera grandezza è ovviamente essenziale. In molti casi, tuttavia, l'interpretazione di tali misure non è immediata, a causa di una carenza di informazioni di buona qualità relative alla caratterizzazione geotecnica del sito (stratigrafia di dettaglio, proprietà meccaniche dei terreni, caratteristiche della falda) o alla sequenza temporale delle varie fasi di realizzazione

dell'opera. Senza contare il problema dell'affidabilità delle misure di spostamento, che nel caso degli scavi profondi rappresenta un elemento cruciale: la misura di spostamenti di millimetri o pochi centimetri lungo basi di misura di alcune decine di metri corrisponde molto spesso ad un uso degli strumenti di misura (ad esempio, gli inclinometri) ai limiti se non oltre delle loro potenzialità.

Per questo motivo, l'uso di analisi numeriche non finalizzate all'analisi di casi reali ma che abbiano lo scopo, in relazione a semplici e ben controllate condizioni stratigrafiche, di individuare i principali meccanismi di interazione tra terreno e opera nelle varie fasi di esecuzione, è molto utile. La disponibilità di codici di calcolo sempre più potenti e capaci di eseguire analisi 3D, associata alla disponibilità di modelli costitutivi capaci di cogliere in modo più soddisfacente alcune peculiarità del comportamento elasto-plastico del terreno hanno certamente concorso negli anni più recenti allo sviluppo di questo approccio. Il presente lavoro si pone in questo filone di ricerca, e ha l'obiettivo di approfondire alcuni aspetti del complesso meccanismo di interazione tra terreno e opera di sostegno tenendo conto sia del processo di realizzazione di quest'ultima sia della natura tridimensionale del problema, in relazione all'eventuale effetto della forma dei singoli elementi che compongono l'opera di sostegno. In particolare, si analizza il semplice caso di uno scavo sostenuto da una paratia libera.

4.2. Ammissibilità degli spostamenti: criteri e indicazioni per l'ambiente urbano

L'esecuzione di scavi profondi per la realizzazione di gallerie naturali o artificiali, sbancamenti per la realizzazione di parcheggi sotterranei, o altre opere simili, dà origine inevitabilmente a movimenti più o meno rilevanti nel terreno adiacente lo scavo. Tali movimenti possono essere imputati a diversi fattori fondamentali:

1. variazione dello stato tensionale totale a seguito dell'asportazione del terreno scavato,
2. variazione del regime delle pressioni interstiziali a seguito della variazione delle condizioni idrauliche;
3. disturbi dovuti alla installazione nel terreno della struttura di sostegno.

Il problema dell'impatto esercitato dai movimenti indotti dallo scavo sulle strutture preesistenti ha assunto negli ultimi anni una importanza considerevole con la crescente richiesta di infrastrutture in sotterraneo in aree urbane. I movimenti del terreno, si trasmettono alle strutture adiacenti allo scavo sotto forma di traslazioni, rotazioni, e distorsioni in grado di causare danni considerevoli ai manufatti e, nei casi più gravi pregiudicarne la funzionalità.

In ambiente urbano la previsione e il controllo degli spostamenti del terreno associati allo scavo è uno degli aspetti cruciali del progetto in quanto i cedimenti possono essere causa di danneggiamento alle strutture esistenti. Attualmente gli strumenti di analisi disponibili consentono di prevedere in modo semiquantitativo l'influenza sul comportamento delle opere in fase di realizzazione di svariati fattori. È evidente che l'adequatezza delle procedure disponibili per la previsione delle diverse quantità (spostamenti, rotazioni, deformazioni, tensioni, sollecitazioni, ecc.) può essere stabilita soltanto confrontando le previsioni del calcolo con i dati del comportamento osservato. In questo senso la disponibilità di casi sperimentali di opere in vera grandezza esaurientemente documentati, assume un ruolo fondamentale per confermare la validità dei criteri di progetto esistenti e per estendere i limiti di applicabilità delle procedure stesse. Il confronto con i dati provenienti dal monitoraggio delle opere in vera grandezza favorisce una migliore comprensione del comportamento osservato, che può essere di rilevanza scientifica e di supporto al progettista per le opere future (Mair, 2001; Higgins, 2001).

Ou et al. (2000b) monitorano l'inclinazione di edifici adiacenti lo scavo tramite tiltmetri installati sui tetti degli edifici. In particolare un primo edificio mostra un'iniziale inclinazione verso l'interno dello scavo, a causa di una cattiva esecuzione del jet-grouting (atto a migliorare il terreno alla base dell'edificio), in seguito, a causa dello scavo, l'edificio tende ad inclinarsi nel verso opposto, ciò si spiega col fatto che si trova molto vicino allo scavo, ad una distanza inferiore a quella a cui si avrebbe avuto il massimo cedimento.

Un secondo edificio, non influenzato dall'esecuzione del jet-grouting, tende ad inclinarsi verso lo scavo, ciò si spiega col fatto che si trova più distante dallo scavo, ad una distanza superiore a quella a cui si avrebbe avuto il massimo cedimento (Fig. 4.1).

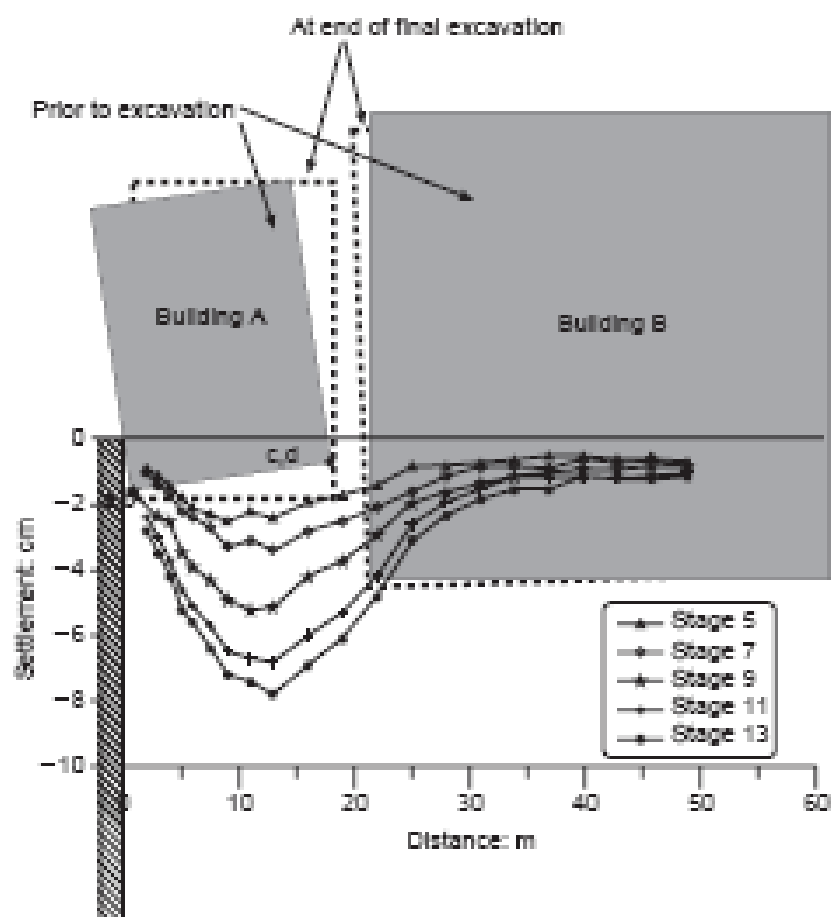


Figura 4.1. Risposta di edifici associata al profilo di subsidenza (Ou et al., 2000b).

Lo scavo presentato precedentemente (Finno e Roboski 2005) era stato già studiato da Finno e Bryson (2002). In questo articolo gli autori pongono maggiormente l'attenzione sugli effetti degli scavi sulle strutture adiacenti essendo presente a poco più di 1 m dallo scavo una scuola di 3 piani. In particolare hanno monitorato tale scuola tramite l'utilizzo di tiltmetri (installati al piano terra per osservare l'inclinazione della fondazione) ed il controllo della formazione di fratture.

L'instaurarsi di fratture viene osservato già nelle prime fasi di scavo. Tali fratture si individuano inizialmente ai piani superiori, ma con il procedere dello scavo si osserva la formazione di fratture anche al piano terra.

Il profilo dei cedimenti dell'edificio mostra una zona concava più vicino allo scavo ed una convessa a distanza maggiore.

Gli autori osservano, come già altri, che le fratture si formano nella zona convessa ad un più basso grado di distorsione.

In Figura 4.2 sono rappresentate le piante dei tre piani, sulle quali sono evidenziate le zone in cui si è notato il formarsi di fratture, inoltre è evidenziata la zona in cui si ha una deformata di tipo concava.

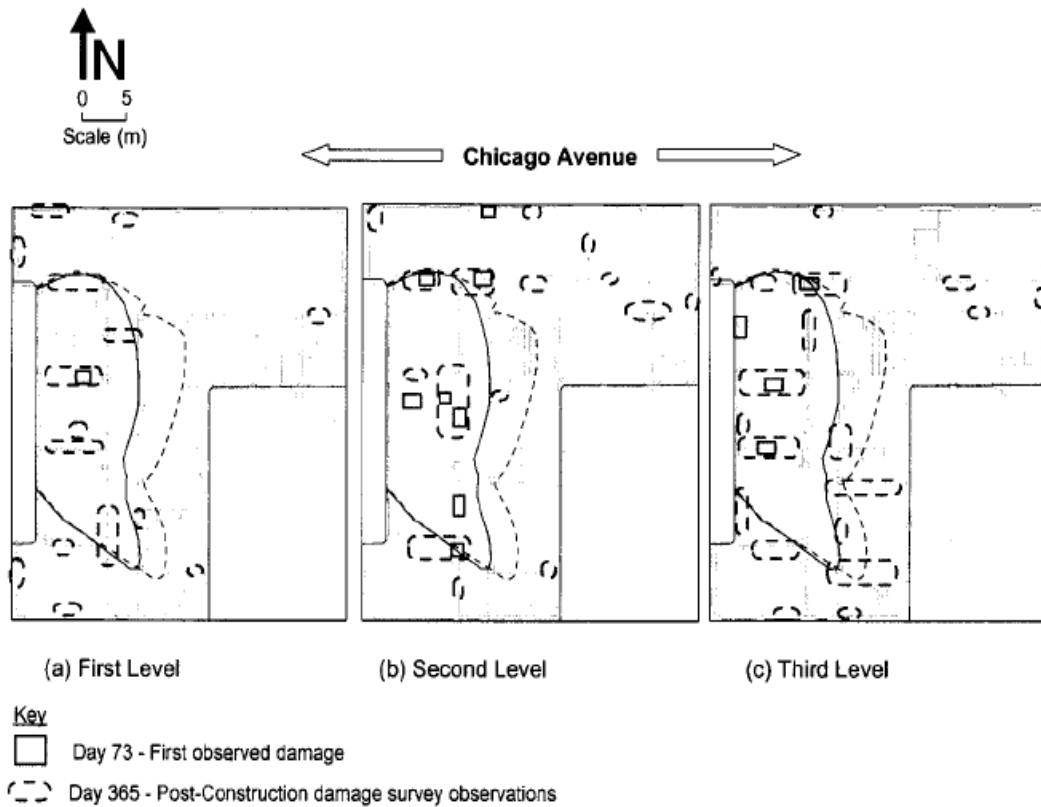


Figura 4.2. Posizione delle fratture (Finno e Bryson, 2002).

Per definire i valori del cedimento ammissibile per le strutture presenti in superficie, bisogna tenere presente che un cedimento uniforme in sé non è in grado di causare un danno alla struttura e, pertanto, non può essere considerato da solo un indice del potenziale danneggiamento di una struttura.

Skempton e MacDonald (1956), basandosi su evidenze sperimentali raccolte, suggerirono che il valore della distorsione angolare β potesse essere preso come indice per valutare il potenziale danno di un manufatto ed osservarono che per $\beta < 1/300$ non si erano verificati in nessun caso da loro raccolto apprezzabili fessurazioni nelle murature portanti o di tompagnatura; per danni alle strutture portanti in c.a., invece, occorreva che β raggiungesse il valore di $1/150$.

Tali limiti sono, almeno come ordine di grandezza, in accordo anche con le indicazioni di Polshin e Tokar (1957), che hanno indicato il valore $\beta = 1/500$ per

strutture a telaio in calcestruzzo armato con tamponature e un valore $\beta = 1/200$ per telai aperti.

Burland et al. (1977) hanno elaborato la classificazione dei danni visibili riportata in tabella 1.

Tabella 1. *Classificazione del danno e sua descrizione (Burland et al. 1977).*

Classificazione del danno	Descrizione dei danni tipici ¹ . Le possibilità di riparazione sono riportate in corsivo	Apertura delle fessure ² (mm)
	Fessure capillari di apertura < 0,1 mm sono classificate come trascurabili	
Molto lieve	<i>Sottili fessure che possono essere riparate in normali interventi di manutenzione e pitturazione. Possibili modeste fessure isolate. I muri esterni di mattoni a vista presentano fessure rilevabili con esame attento.</i>	1
Lieve	<i>Le fessure possono essere facilmente sigillate; di norma è necessario il ripristino degli intonaci o almeno delle pitture. Presenti numerose modeste fessure all'interno; alcune sono visibili anche dall'esterno e qualche riparazione esterna può essere richiesta per assicurare l'impermeabilità. Porte e finestre possono aprirsi con difficoltà.</i>	5
Moderato	<i>Le fessure richiedono l'allargamento e la riparazione da parte di un muratore; all'esterno può essere necessario il rifacimento di piccole quantità di muratura. Le fessure ricorrenti possono essere mascherate con opportuni rivestimenti. Porte e finestre si bloccano; le tubazioni dei servizi possono rompersi; l'impermeabilità non è assicurata.</i>	5 + 15 ovvero numerosa fessure ≤ 3
Intenso	<i>Necessari importanti lavori di riparazione con rimozione e sostituzione di zone di muratura, specialmente al di sopra di porte e finestre. I telai di porte e finestre sono distorti; i pavimenti inclinati visibilmente; i muri fuori piombo o spanciati. Possibili perdite di appoggio delle travi. Tubazioni dei servizi distrutte.</i>	15 + 25 ma comunque dipendente dal numero di fessure
Molto intenso	<i>Richiesti importanti lavori di riparazione con demolizione e ricostruzione parziale o totale dell'edificio. Le travi perdono appoggio; i muri si inclinano sensibilmente e richiedono puntelli. Le finestre si rompono. Pericolo di crollo.</i>	in genere > 25 ma comunque dipendente dal numero di fessure

Burland e Wroth (1974) hanno definito il valore della deformazione di trazione ϵ_c , misurata su una lunghezza di riferimento di un metro o più, per il quale si ha la formazione di fessure visibili ad occhio nudo.

Burland e Wroth hanno inoltre fatto le seguenti importanti osservazioni:

- I valori medi di ϵ_c per i quali si manifestano delle fessure, differiscono di poco per le diverse tipologie di muri, pareti e strutture e sono compresi fra lo 0.05% e lo 0.1%.

- b) Per travi in calcestruzzo armato, fessure visibili si manifestano per valori più bassi delle deformazioni di trazione e compresi fra lo 0.03% e lo 0.05%.
- c) I valori di ϵ_c sopraindicati sono di gran lunga superiori ai valori di deformazione di trazione in corrispondenza dei quali si ha la rottura per raggiungimento della resistenza di trazione.
- d) L'insorgere di fessure visibili non necessariamente rappresenta il raggiungimento dello stato limite di servizio.

Boscardin e Cording (1989) hanno messo a punto un criterio basato su differenti livelli di deformazione. Gli autori hanno analizzato diciassette casi relativi a danni su manufatti, causati da problemi di subsidenza. Sono stati analizzati diversi tipi di edifici ed è stato mostrato che alle diverse categorie di danno descritte nella tabella 1 può essere associato un valore di ϵ_c . I valori di ϵ_c sono riportati nella tabella 2. Questa tabella è importante in quanto fornisce la relazione tra le deformazioni stimate sugli edifici analizzati e la possibile severità del danno.

Tabella 2. *Relazione tra le deformazioni stimate sugli edifici analizzati e la possibile severità del danno.*

Categoria di danno	Severità del danno	ϵ_c (%)
0	Trascurabile	0 – 0.05
1	Molto leggero	0.05 – 0.075
2	Leggero	0.075 – 0.15
3	Moderato	0.15 – 0.3
Da 4 a 5	Da grave a molto grave	>0.3

Nel diagramma in figura 4.3 Boscardin e Cording correlano la severità del danno alla distorsione angolare ed alla deformazione orizzontale.

Nel diagramma in figura 1d Burland mette in relazione la severità del danno con la distorsione (Δ/L) e la deformazione orizzontale.

Limite di entrambi i diagrammi è che sono riferiti ad un rapporto tra larghezza ed altezza della struttura pari ad 1.

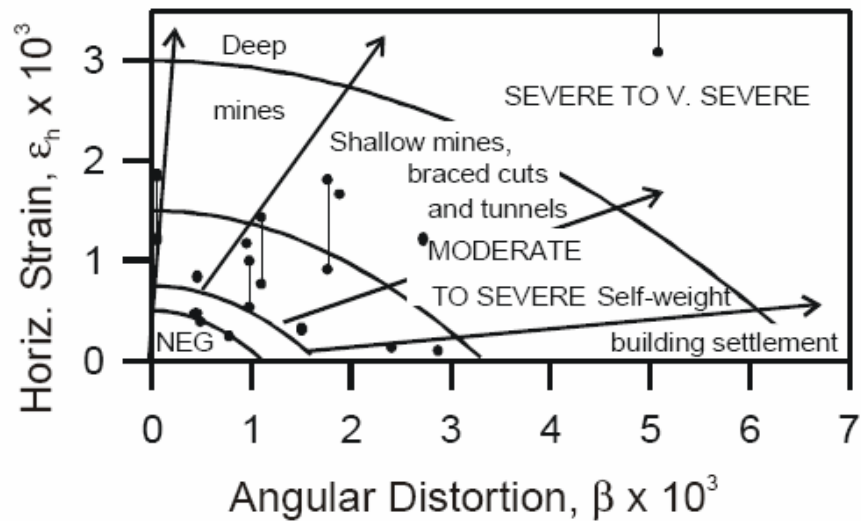


Figura 4.3. Relazione tra distorsione angolare, deformazione orizzontale e categoria di danno (Boscardin e Cording, 1989).

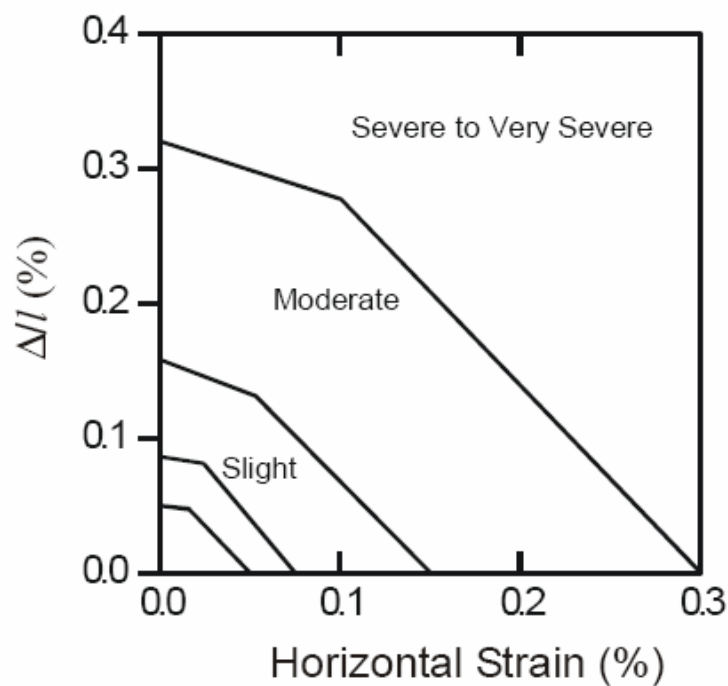


Figura 4.4. Relazione tra distorsione (Δ/l), deformazione orizzontale e categoria di danno (Burland 1977).

Burland e Wroth hanno mostrato che una deformata di tipo convesso come quella mostrata in figura 4.6, con l'asse neutro posto all'intradosso della trave, causa maggiori danni rispetto al caso di una deformata concava (Figura 4.5).

Per valori di $L/H < 1,5$ le fratture sono prevalentemente dovute al taglio, per $L/H > 1,5$ sono prevalentemente dovute al momento (Figura 4.6).

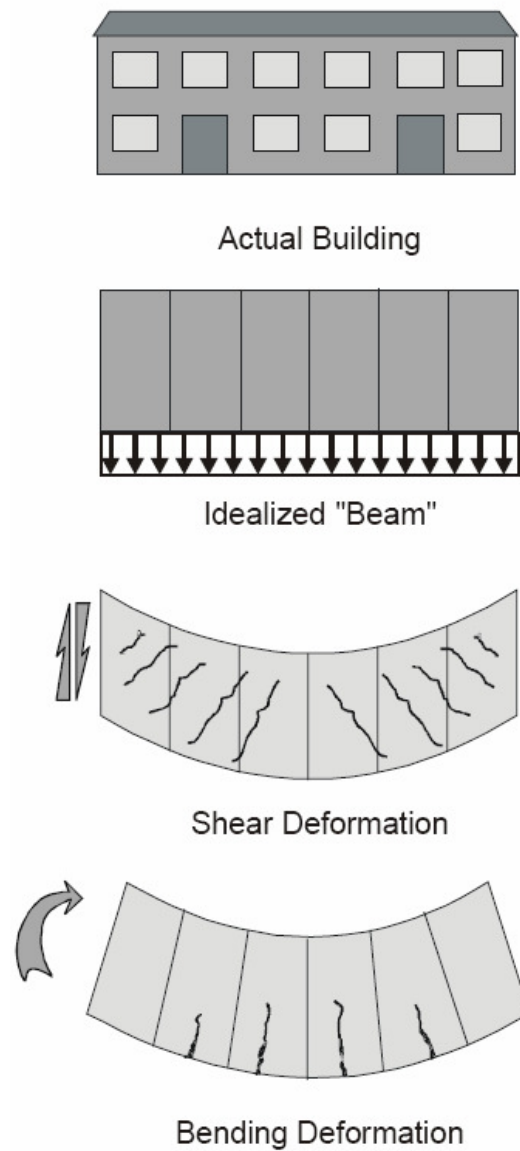


Figura 4.5. *Tipologia di fratture per deformazioni di taglio e momento flettente.*

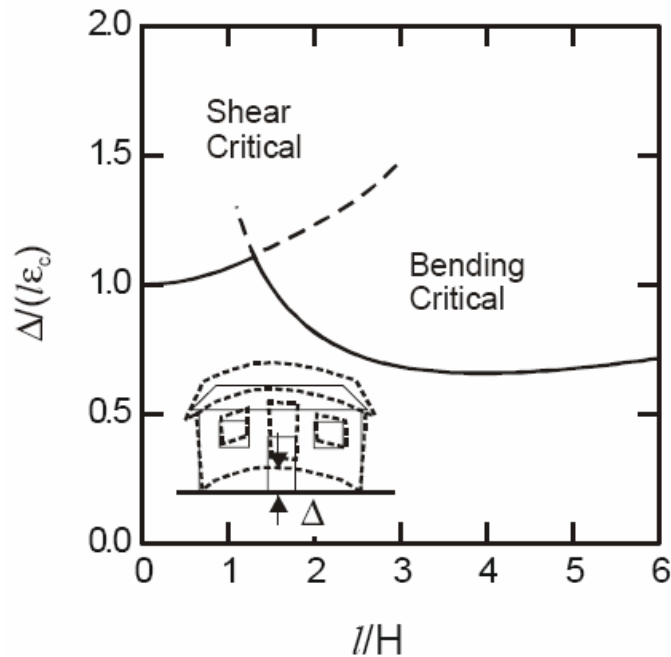


Figura 4.6. Relazione tra i valori di $(\Delta/L)/\epsilon_{lim}$ e L/H per travi rettangolari sottoposte ad una deformata convessa, con l'asse neutro posizionato in corrispondenza dell'intradosso.

4.3. Modellazione dell'installazione del pannello mediante analisi numerica agli elementi finiti

Per la simulazione del processo costruttivo di una paratia di pannelli, a sostegno di uno scavo, sono state eseguite analisi numeriche mediante un codice di calcolo agli elementi finiti bidimensionale (*Plaxis 2D*) e tridimensionale (*Plaxis 3D Foundation*), l'utilizzo di quest'ultimo è giustificato dall'importanza dell'analisi degli effetti spaziali in tale processo. Il metodo degli elementi finiti è una procedura di calcolo che viene impiegata per la risoluzione approssimata di problemi matematici. Le equazioni differenziali (generalmente continue nel dominio del problema) sono approssimate da un sistema di equazioni in cui compaiono termini che sono valutati in un numero finito di punti all'interno del dominio. Nel metodo vengono introdotte numerose ipotesi semplificative e tolleranze sulla soluzione finale di cui l'utente esperto deve essere a conoscenza per non incorrere in errori di valutazione. Una porzione del continuo viene quindi discretizzata tramite un numero finito di domini (elementi) connessi tra loro in punti di intersezione (nodi) e soggetti a condizioni al contorno (sulla frontiera del dominio). La legge costitutiva (o legame costitutivo, o modello

costitutivo) esprime la relazione tra sforzi e deformazioni in un'equazione matriciale del tipo: $\sigma = D \cdot \epsilon$ dove D è definita come matrice di rigidità.

Il modello costitutivo utilizzato è l'*Hardening Soil Model*. È un modello elastoplastico incrudente che riproduce in condizioni di primo carico triassiale un legame tensioni deformazioni di tipo iperbolico. L'incrudimento è funzione sia delle deformazioni distorsionali plastiche sia delle deformazioni volumetriche plastiche. Il modello esprime la dipendenza della rigidità dal livello di sforzo secondo una legge esponenziale, opera una distinzione tra il comportamento di primo carico (elastoplastico) e quello di scarico-ricarico (elastico) e prevede un criterio di rottura di tipo Mohr-Coulomb. La generazione del modello matematico, quindi, passa attraverso una serie di operazioni che possono essere riassunte nei punti seguenti:

- generazione della *mesh* (vincoli sulla forma degli elementi, e sul loro raffittimento, convergenza della *mesh*);
- imposizione delle condizioni al contorno (assicurarsi che le condizioni al contorno non influenzino in modo innaturale la soluzione finale);
- condizioni iniziali (la soluzione del problema sarà generalmente influenzata dalla corretta o meno generazione dello stato di sforzo iniziale);
- procedura di inserimento dei carichi esterni (*staged construction, total multiplier, incremental multiplier*).

4.3.1. Scelta del modello geometrico da analizzare

Lo schema studiato è quello di una paratia a sbalzo (Figura 4.7) immersa in un terreno a grana grossa omogeneo, con pressioni interstiziali nulle e sovraccarichi assenti al piano campagna.

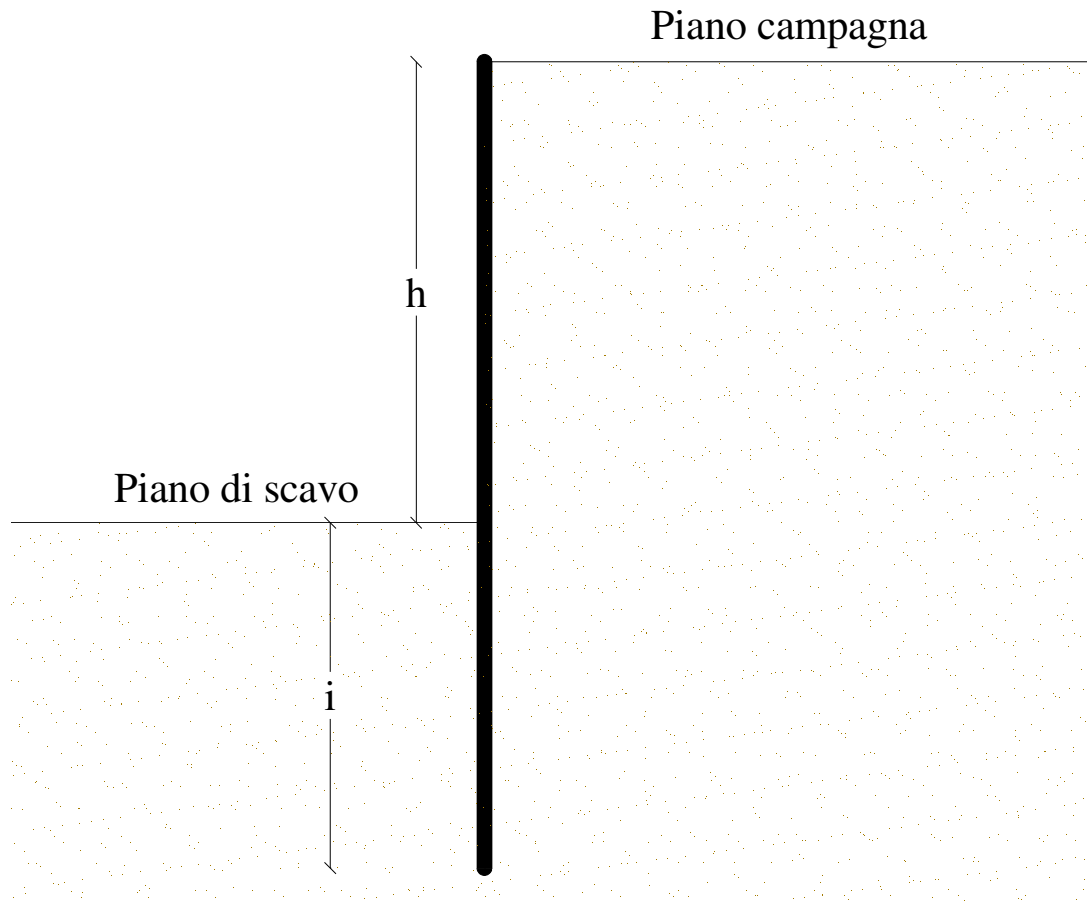


Figura 4.7. Schema della paratia a sbalzo.

Detta “ i ” la profondità d’infissione della paratia, “ h ” la profondità di scavo, “ i_0 ” la profondità del centro di rotazione, utilizzando il **metodo del doppio triangolo**, e facendo riferimento alla normativa tecnica relativa ai sistemi geotecnica (D.M. 11/03/1988), siamo andati a calcolare la profondità di infissione, per sostenere uno scavo di 14 metri, per il quale si realizza un opportuno coefficiente di sicurezza “ F ”. Nella pratica tecnica, la scelta del coefficiente di sicurezza minimo per una paratia è stata tradizionalmente lasciata al progettista, con valori tipici di “ F ” variabili da 1,5 a 2.

In questo metodo la paratia ipotizzata rigida, sotto l’azione dei carichi, ruota intorno al centro di rotazione “ C ” (Figura 4.8).

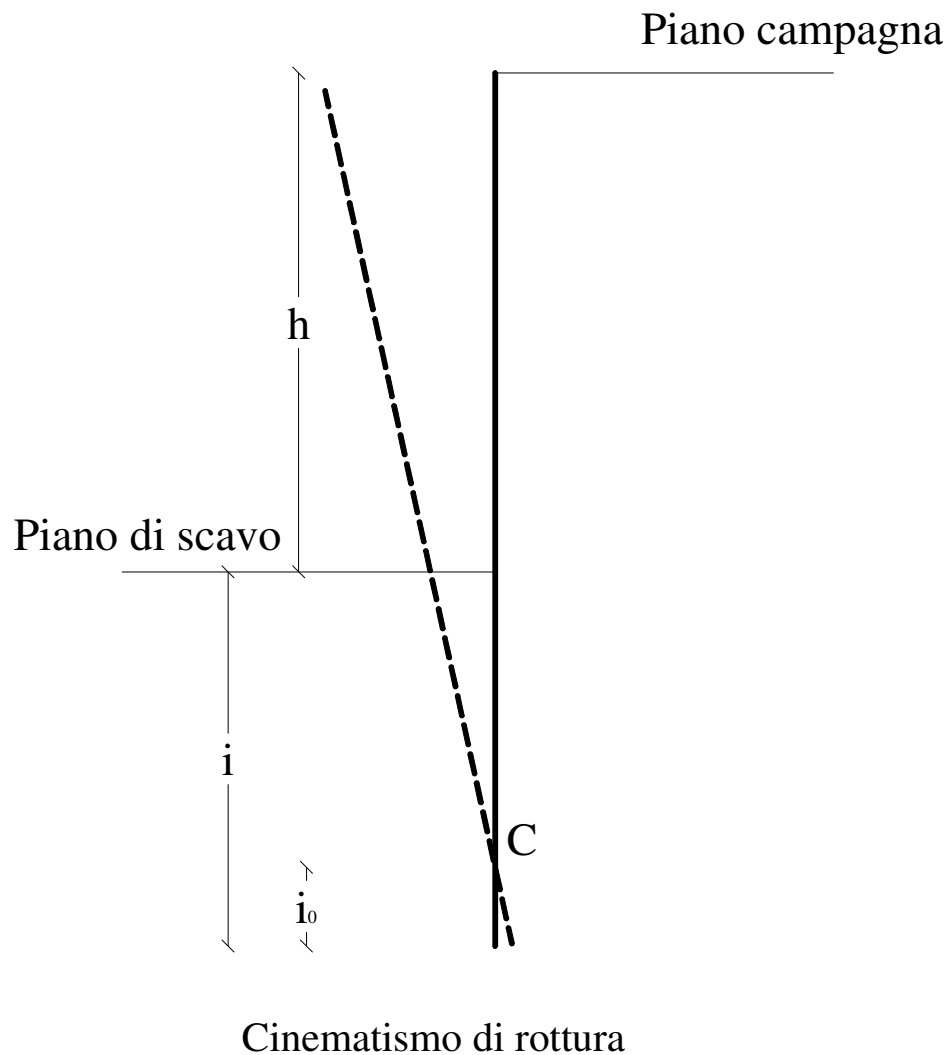


Figura 4.8 *Cinematismo di rottura.*

Per tener conto della deformabilità del terreno viene assunto un diagramma delle pressioni agenti sulla paratia come quello riportato nella figura 4.9. Il diagramma è stato ottenuto valutando il coefficiente di spinta attiva K_a mediante la formula di Rankine e il coefficiente di spinta passiva K_p con la soluzione di estremo inferiore ottenuta da Lancellotta (Lancellotta R. 2007), assumendo un angolo di attrito terreno-paratia $\delta = 2/3 \varphi$. Non sono stati considerati sovraccarichi permanenti o variabili agenti sul terrapieno ($q = 0$).

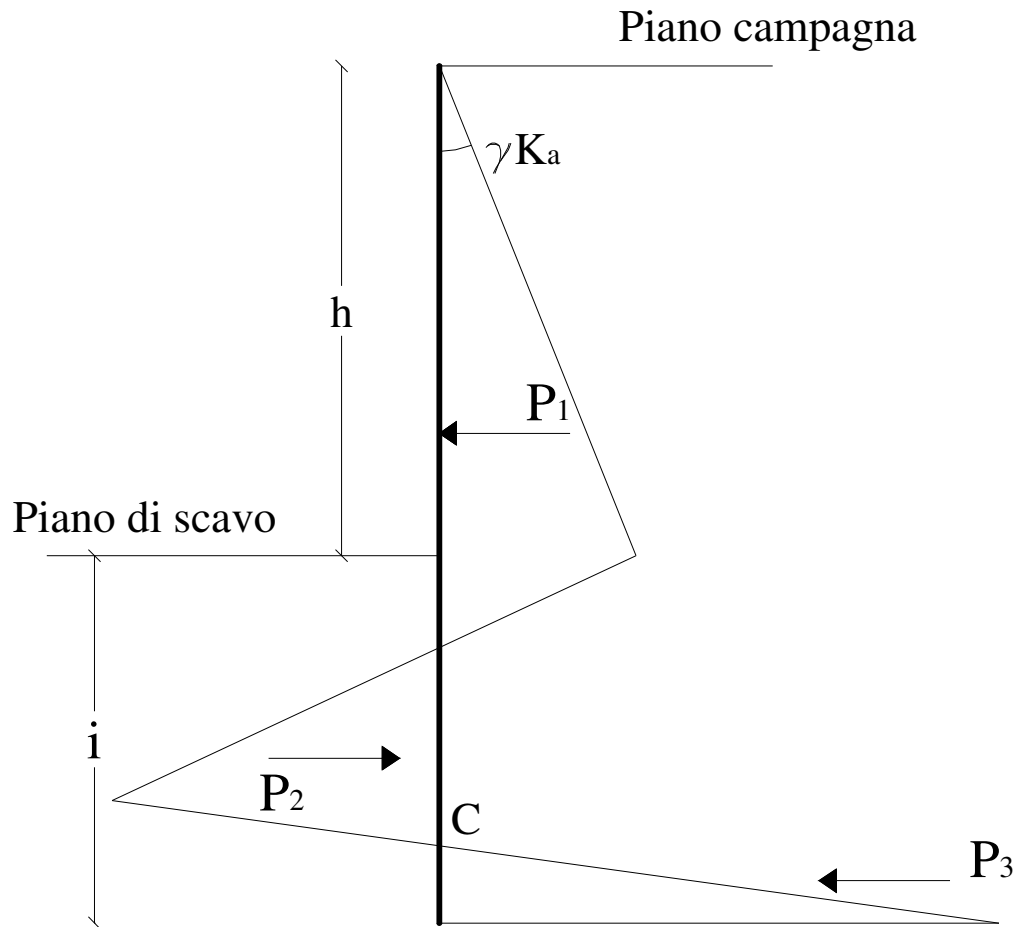


Figura 4.9 *Diagramma delle spinte agenti sulla parete.*

Il diagramma delle spinte riportato ammette tre risultanti P_1 , P_2 , P_3 , che devono farsi equilibrio alla rotazione e alla traslazione. Per comodità di calcolo invece di far riferimento alle forze P_1 , P_2 , P_3 , si prendono in considerazione le risultanti dei tre diagrammi di reazione S_{a1} , S_{a2} , S_p , visibili nella figura 4.10.

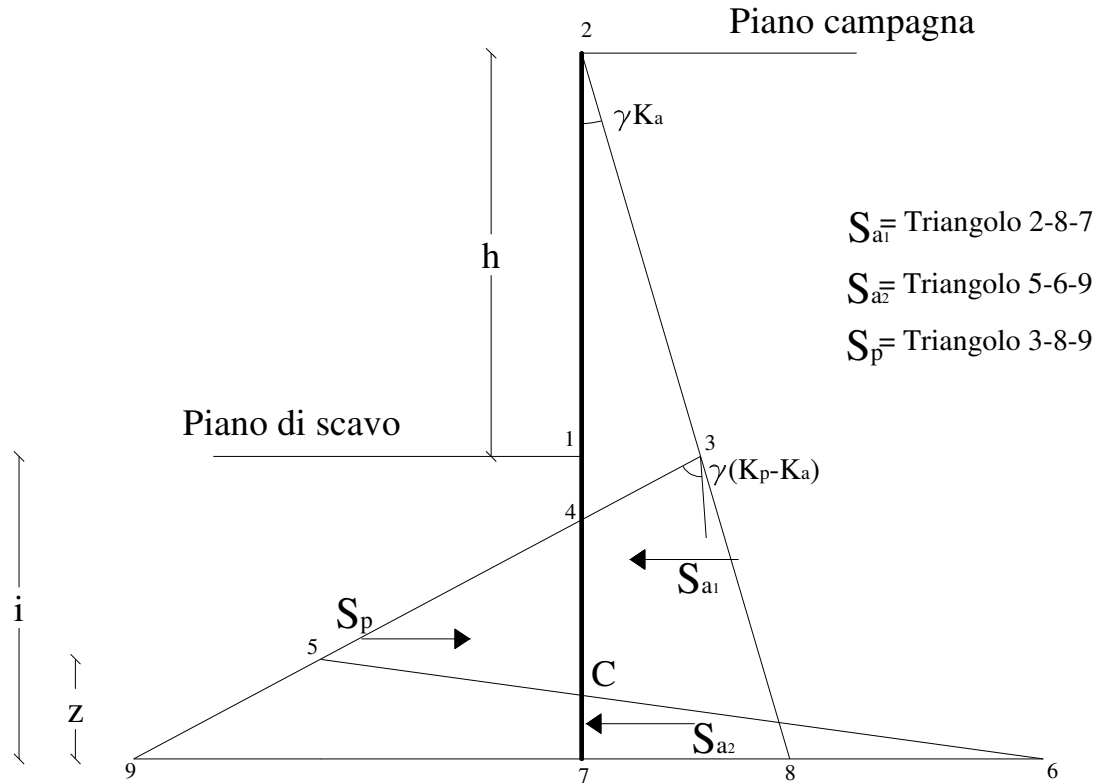


Figura 4.10 Diagramma delle spinte agenti sulla parete.

Dall'equilibrio alla rotazione intorno al piede della paratia, si può ricavare il parametro incognito "z".

- Equilibrio alla rotazione intorno al piede della paratia:

$$M_A = -S_{a1} \cdot y_{a1} - S_{a2} \cdot y_{a2} + S_p \cdot y_p = 0$$

$$M_A = \left\{ -\frac{1}{2} \gamma K_a (h+i)^2 \cdot \left[\frac{1}{3} (h+i) \right] \right\} + \left\{ -\frac{1}{2} z \left[\gamma (K_{ph}/F - K_a) \cdot (h+2i) \right] \cdot \left[\frac{1}{3} z \right] \right\} + \left\{ \frac{1}{2} \gamma^2 K_{ph} / F \cdot \left[\frac{1}{3} i \right] \right\} = 0$$

- Equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale:

$$S_{a1} + S_{a2} = S_p$$

$$\frac{1}{2} \gamma K_a (h+i)^2 + \frac{1}{2} z [\gamma (K_{ph} / F - K_a) \cdot (h+2i)] = \frac{1}{2} \gamma^2 K_{ph} / F$$

Utilizzando le due equazioni abbiamo ricavato la profondità di infissione “i” che soddisfa il coefficiente di sicurezza “F” adottato nella fase di progetto. I calcoli hanno restituito una lunghezza di infissione “i” pari a circa 12 metri, per sostenere uno scavo di 14 metri di profondità, ma nelle analisi è stata adottata una profondità di infissione leggermente superiore (i=16 metri) per allontanarci dalla rottura.

Nell’ultimo decennio si è assistito a un notevole impulso verso la progettazione basata sul metodo dei coefficienti parziali di sicurezza. Ciò è avvenuto soprattutto attraverso la stesura e la promulgazione del sistema degli Eurocodici. Si tratta, di assegnare a ciascuno dei fattori che concorrono alla valutazione della sicurezza un fattore di penalizzazione, basato su un’analisi probabilistica della variabilità del singolo fattore, e studiarne, a valle dell’analisi del sistema, gli effetti combinati. In effetti la principale caratteristica degli Eurocodici consiste nel diverso approccio seguito nella definizione del grado di sicurezza delle opere. Mentre la Norma Geotecnica Italiana (D.M. 11/03/1988) concentra tutte le incertezze della progettazione in un unico coefficiente globale di sicurezza, la Norma Europea consiglia di adoperare un approccio di progettazione basato su coefficienti parziali di sicurezza. Recependo le indicazioni contenute negli Eurocodici, in Italia nel 2008 sono state emanate le Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008).

Tale norma introduce, approcci progettuali alternativi, ognuno dei quali utilizza differenti combinazioni dei gruppi di coefficienti parziali. Per il calcolo della nostra paratia abbiamo utilizzato l’Approccio 1 Combinazione 2; in tale combinazione si modificano le caratteristiche di resistenza del terreno (si calcola l’angolo di attrito di progetto “ φ_d ”), si incrementano le azioni variabili ma non si modificano le azioni permanenti. Per cui verranno presi a riferimento angoli di attrito di progetto che sono minori di quelli caratteristici:

$$\varphi_d = \arctg \left(\frac{\tg(\varphi)}{\gamma_\varphi} \right)$$

Dove γ_φ è il coefficiente riduttivo dell'angolo di attrito pari a 1,25.

In tal modo si ottengono: un coefficiente di spinta attiva di progetto e un coefficiente di spinta passiva, rispettivamente maggiore e minore dei relativi valori determinati con l'angolo di attrito caratteristico. Ovviamente ciò comporta un aumento della spinta attiva e una riduzione della spinta passiva.

Utilizzando le stesse equazioni:

- Equilibrio alla rotazione intorno al piede della paratia:

$$M_A = -S_{a_1} \cdot y_{a_1} - S_{a_2} \cdot y_{a_2} + S_p \cdot y_p = 0$$

$$M_A = \left\{ -\frac{1}{2} \gamma K_a (h+i)^2 \cdot \left[\frac{1}{3} (h+i) \right] \right\} + \left\{ -\frac{1}{2} z [\gamma (K_{ph} - K_a) \cdot (h+2i)] \cdot \left[\frac{1}{3} z \right] \right\} + \left\{ \frac{1}{2} \gamma^2 K_{ph} \cdot \left[\frac{1}{3} i \right] \right\} = 0$$

- Equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale:

$$S_{a_1} + S_{a_2} = S_p$$

$$\frac{1}{2} \gamma K_a (h+i)^2 + \frac{1}{2} z [\gamma (K_{ph} - K_a) \cdot (h+2i)] = \frac{1}{2} \gamma^2 K_{ph}$$

Il risultato ottenuto con la nuova normativa (D.M. 14/01/2008) è abbastanza simile a quello precedente ottenuto con la Norma Geotecnica Italiana (D.M. 11/03/1988); infatti dai calcolo si ottiene una profondità di infissione pari a 11 metri.

4.4. Analisi numeriche

Nelle analisi si è simulata la realizzazione della paratia utilizzando 2 differenti tipologie di modellazione:

- A. Ipotizzando che la paratia apparisse improvvisamente nel terreno (analisi in cui non è stata simulata la realizzazione della paratia, *wished in place*, WIP).
- B. Simulando prima lo scavo dei pannelli, eliminando gli elementi di terreno e posizionando sulle pareti dello scavo forze pari alla spinta del fango bentonitico. La fase di getto del calcestruzzo è stata simulata sostituendo alla spinta del fango quella del calcestruzzo. Si è supposto che il calcestruzzo avesse una distribuzione delle spinte lineare o bilineare con la profondità. Nel caso di distribuzione lineare si è scelto come gradiente delle spinte il peso per unità di volume del calcestruzzo. Nel caso di distribuzione bilineare, fino ad una determinata altezza critica si è assegnato un gradiente pari al peso per unità di volume del calcestruzzo, al di sotto di tale profondità pari a quello del fango.

4.4.1. Analisi numeriche senza simulazione della realizzazione della paratia

Nella pratica professionale, è prassi comune che le analisi numeriche vengano condotte trascurando la realizzazione dell'opera, cioè senza modellare la realizzazione della paratia, materializzando quindi l'opera in modo semplificato (analisi cosiddette *wished in place*, WIP). In questo studio, le analisi 2D e 3D sono state effettuate rispettivamente con i codici di calcolo Plaxis 2D e Plaxis 3D Foundation, considerando o meno la realizzazione dei singoli pannelli, facendo riferimento ad un caso molto semplice di paratia libera.

Il corretto approccio alla simulazione del nostro problema, con qualsiasi programma agli elementi finiti, richiede come prima cosa la corretta individuazione dei limiti fisici e geometrici da assegnare al modello che si intende implementare. Uno dei criteri che vengono seguiti è quello di considerare come parte “interessata” dalla modellazione quella porzione di terreno delimitata da un confine che non sia turbato dal fenomeno analizzato o viceversa che le condizioni fittizie imposte al contorno non turbino il comportamento del terreno che ci interessa. Tale circostanza è essenziale

per ottenere, in fase di analisi, risultati congruenti sia con studi teorici di letteratura sia con la reale situazione della struttura in sito.

Lo scavo analizzato ha profondità $h=14$ m ed è sostenuto da una paratia profonda 30 m.

La mesh 2D è composta da circa 5000 elementi triangolari a 15 nodi, è lunga 91 m ed è alta 50 m (Fig. 4.11).

La mesh 3D, composta da circa 50000 elementi cuneiformi a 15 nodi, ha uno spessore di 5 metri, è lunga 91 m ed è alta 50 m (Fig. 4.12). Nelle figure di seguito si riportano le *mesh* utilizzate nei casi 2D e 3D.

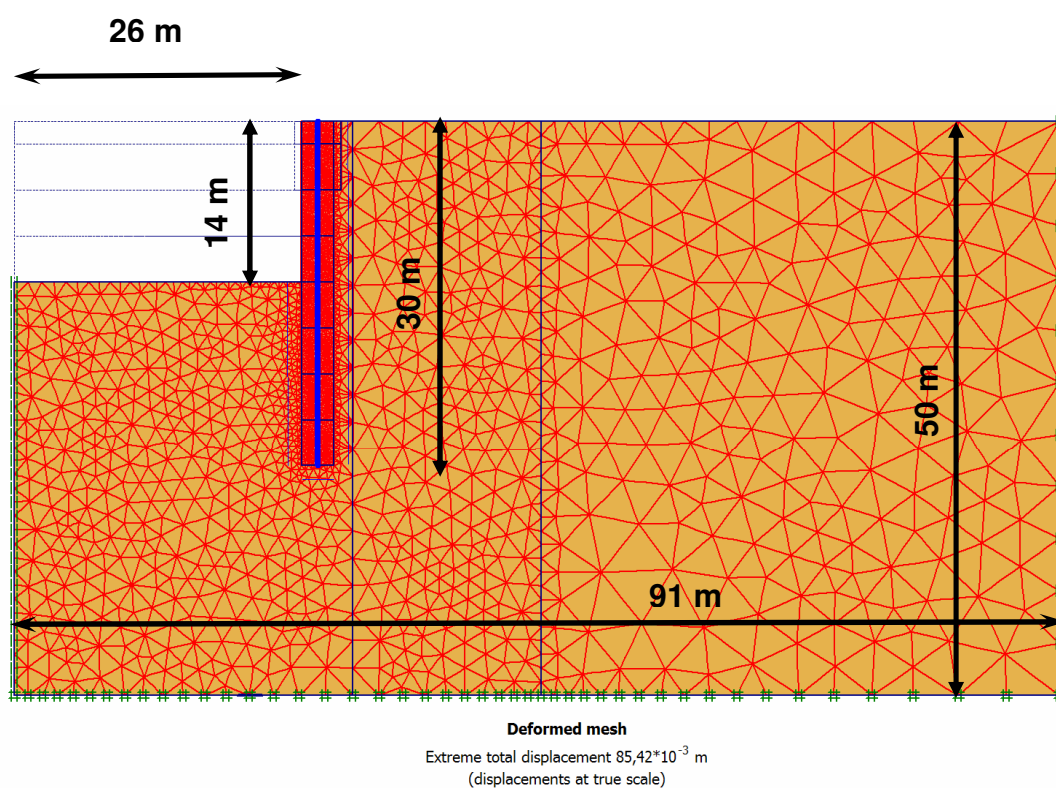


Figura 4.11. *Mesh bidimensionale adottata.*

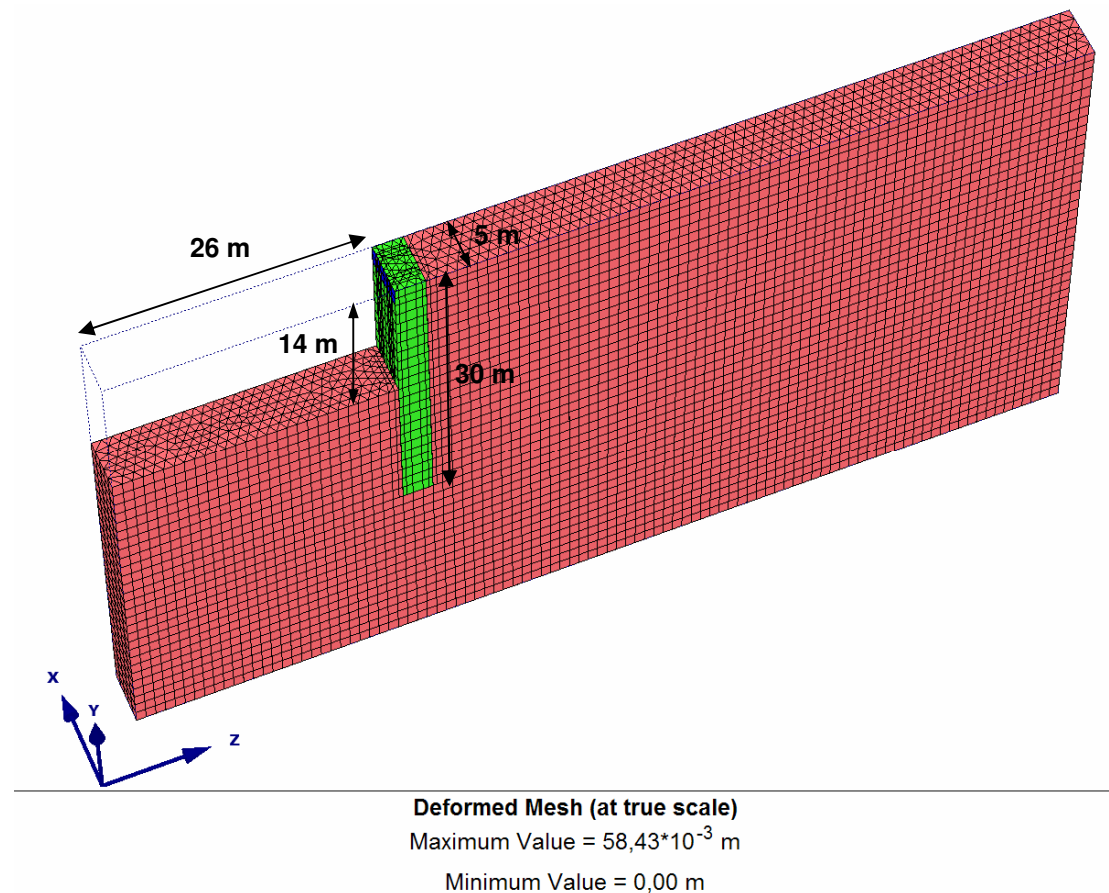


Figura 4.12. Mesh tridimensionale adottata.

Al fine di verificare se la forma del pannello potesse avere un effetto sul comportamento complessivo dell'opera, nelle analisi 3D, sono state considerate due tipologie di paratie di sostegno, aventi lo stesso momento di inerzia in direzione dello scavo e la stessa rigidezza (e quindi la stessa rigidezza flessionale): la prima composta da pannelli a forma di "T" (Fig. 4.13), la seconda composta da pannelli a forma "Rettangolare" (Fig. 4.14). In particolare, il momento di inerzia delle due sezioni è:

$$(I = 4,57 \text{ m}^4)$$

pannelli a "T"

$$(I = 4,57 \text{ m}^4)$$

pannelli "Rettangolari"

che, per il modulo di rigidezza assiale considerato ($E_{Clis} = 300000000 \text{ kN/m}^2$) dà luogo ad una rigidezza flessionale paria a:

$$EI = 137183000 \text{ kNm}^2$$

A parità di momento di inerzia delle due sezioni, si osserva che il perimetro di contatto tra calcestruzzo e terreno è decisamente maggiore per il pannello a “T”. Si ha infatti che:

perimetro pannello a “T” 11,4 m

perimetro della paratia a contatto con il terreno per unità di lunghezza 3,6 m/m

perimetro pannello “Rettangolare” 10,6 m

perimetro della paratia a contatto con il terreno per unità di lunghezza 2 m/m

Le analisi 3D, per tener conto della progressiva variazione tensionale e deformativa dovuta alla realizzazione di una successione di pannelli, sono state condotte modellando un volume di controllo pari ad una striscia di terreno larga 5 metri, comprendente due mezzi pannelli ed un pannello intero centrale.

Nel caso 2D WIP la paratia è stata simulata mediante un elemento “*plate*”. I “*plates*” sono oggetti strutturali utilizzabili per modellare strutture bidimensionali con una significativa rigidità flessionale e normale (presenti nel codice di calcolo Plaxis 2D). Questi elementi possono essere adottati per simulare l’influenza di setti, piastre, strutture che si estendono nella direzione z. In un modello geometrico, i *plates* appaiono come linee blu (Fig. 4.11).

Le fasi di calcolo eseguite per la simulazione dello scavo del pozzo sono:

1. Generazione dello stato tensionale iniziale.
2. Attivazione della paratia.
3. Prima fase di scavo del pozzo in cui viene eliminato uno strato di terreno dello spessore di 2 metri (dal piano campagna alla profondità di – 2 metri).

4. Seconda fase di scavo del pozzo in cui viene eliminato uno strato di terreno dello spessore di 4 metri (da – 2 metri a – 6 metri).
5. Terza fase di scavo del pozzo in cui viene eliminato uno strato di terreno dello spessore di 4 metri (da – 6 metri a – 10 metri).
6. Quarta fase di scavo del pozzo in cui viene eliminato uno strato di terreno dello spessore di 4 metri (da – 10 metri a – 14 metri).

Lo scavo del pozzo, è stato simulato in questo modo (cioè eliminando un primo strato di terreno di 2 metri e poi strati di terreno di 4 metri fino alla profondità di 14 metri), per non rendere troppo pesante l'analisi, anche perché riducendo lo spessore di terreno eliminato si è osservato che non si hanno significativi cambiamenti (cioè i risultati delle analisi rimangono molto simili).

Nel caso 3D le fasi di calcolo eseguite per la simulazione dello scavo del pozzo sono le stesse del 2D, mentre la paratia è stata simulata mediante elementi (pannelli) con le stesse caratteristiche del calcestruzzo armato a 28 giorni di stagionatura.

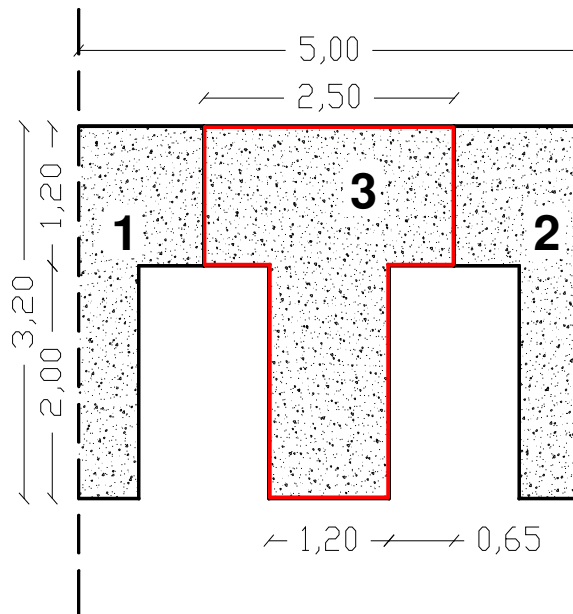


Figura 4.13. Dimensione dei pannelli a forma di "T".

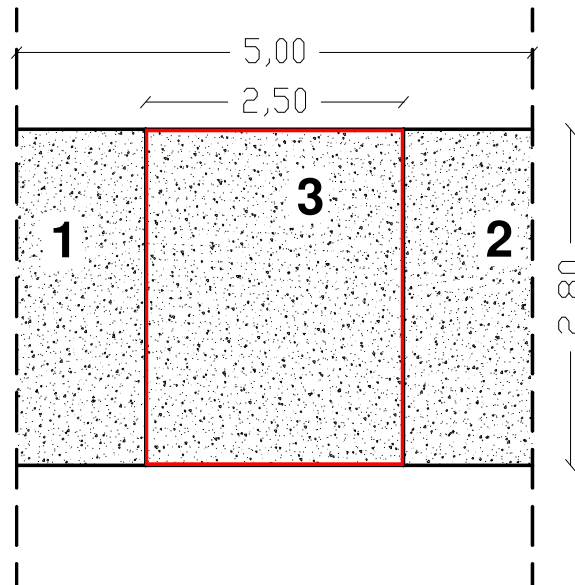


Figura 4.14. Dimensione dei pannelli a forma “Rettangolare”.

Il terreno è stato rappresentato con il modello costitutivo Hardening Soil (HS).

Si riportano di seguito le caratteristiche meccaniche dei terreni e dei materiali strutturali utilizzate e i modelli costitutivi adottati.

○ Terreno:  SABBIE

“Hardening Soil”

$$\gamma_{\text{sat}} = 18 \text{ kN/m}^3;$$

$$\gamma^{\text{unsat}} = 14 \text{ kN/m}^3;$$

$$c_{\text{ref}} = 0,1 \text{ kN/m}^2;$$

$$\varphi' = 36^\circ;$$

$$E_{50}^{\text{ref}} = 30000 \text{ kN/m}^2;$$

$$E_{\text{oed}}^{\text{ref}} = E_{50}^{\text{ref}};$$

$$E_{\text{ur}}^{\text{ref}} = 3 \times E_{50}^{\text{ref}} \implies 90000 \text{ kN/m}^2;$$

$$\nu_{\text{ur}} = 0,2;$$

$$p^{\text{ref}} = 100 \text{ kN/m}^2;$$

$$\text{power } (m) = 0,5;$$

$$k_0^{\text{nc}} = 0,412;$$

○ Pannello:  CLS

materiale a comportamento “*Elastico lineare*”

$$\gamma_{\text{sat}} = 25 \text{ kN/m}^3;$$

$$E^{\text{ref}} = 300000000 \text{ kN/m}^2;$$

$$\nu_{\text{ur}} = 0.15;$$

Un riassunto delle analisi WIP eseguite è riportato in tabella 3.

Tabella 3. *Sintesi delle analisi WIP 2D e 3D eseguite.*

Nome analisi	Modello terreno	Istallazione	OCR	Geometria
Wip_HS_2D_OCR1	HS	WIP	1	2D
Wip_HS_2D_OCR2	HS	WIP	2	2D
Wip_HS_2D_OCR4	HS	WIP	4	2D
Wip_HS_2D_OCR8	HS	WIP	8	2D
Wip_HS_3D_Seiz.”T”_OCR1	HS	WIP	1	3D
Wip_HS_3D_Seiz.”T”_OCR2	HS	WIP	2	3D
Wip_HS_3D_Seiz.”T”_OCR4	HS	WIP	4	3D
Wip_HS_3D_Seiz.”T”_OCR8	HS	WIP	8	3D
Wip_HS_3D_Seiz.”Rett.”_OCR1	HS	WIP	1	3D
Wip_HS_3D_Seiz.”Rett.”_OCR2	HS	WIP	2	3D
Wip_HS_3D_Seiz.”Rett.”_OCR4	HS	WIP	4	3D
Wip_HS_3D_Seiz.”Rett.”_OCR8	HS	WIP	8	3D

I risultati in termini di spostamenti orizzontali sono stati analizzati lungo una verticale nel terreno (Sez. A-A’) posta a tergo dell’opera, ad una distanza fissa di 3,5 metri dall’estradosso della paratia (Fig. 4.15). Questa verticale è quindi distante 0,3 m dall’intradosso della paratia nel caso di pannelli a “T”, 0,7 m nel caso di pannelli “Rettangolari” (oppure nel caso 2D).

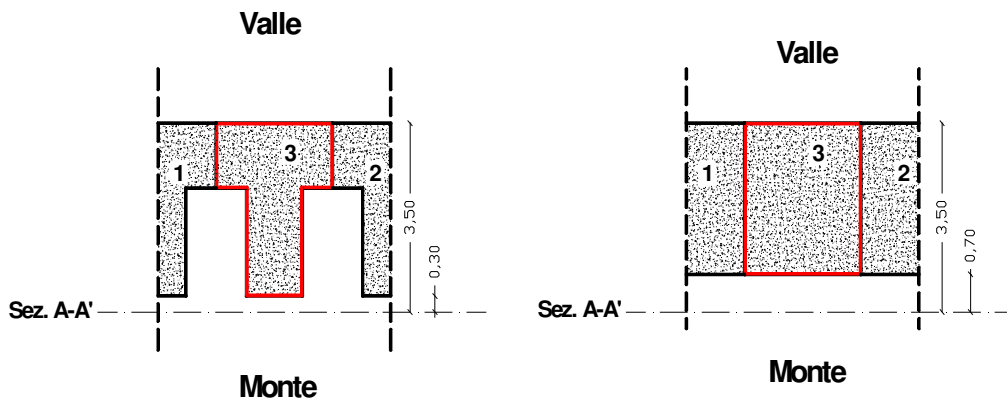


Figura 4.15. Posizione della sezione A-A' in cui sono stati analizzati gli spostamenti orizzontali.

Come ovvio, gli *spostamenti orizzontali* causati dallo scavo principale sono sempre rivolti verso lo scavo stesso (negativi). Tali spostamenti, sia per le analisi 2D (Fig. 4.16) sia per quelle 3D (Fig. 4.17), sono maggiori per $OCR=8$, seguiti da quelli ottenuti con $OCR=1$.

Per $OCR=4$, si osservano spostamenti orizzontali leggermente maggiori che per $OCR=2$, questo nelle analisi 3D, mentre in quelle 2D si osservano spostamenti praticamente identici nei primi 10 metri di profondità piccole variazioni si osservano al di sotto dei 10 metri. Gli andamenti osservati dipendono dall'influenza di OCR sia su K_0 che sulla rigidità del terreno, e quindi non sono generalizzabili ma vanno considerati rappresentativi del caso in esame.

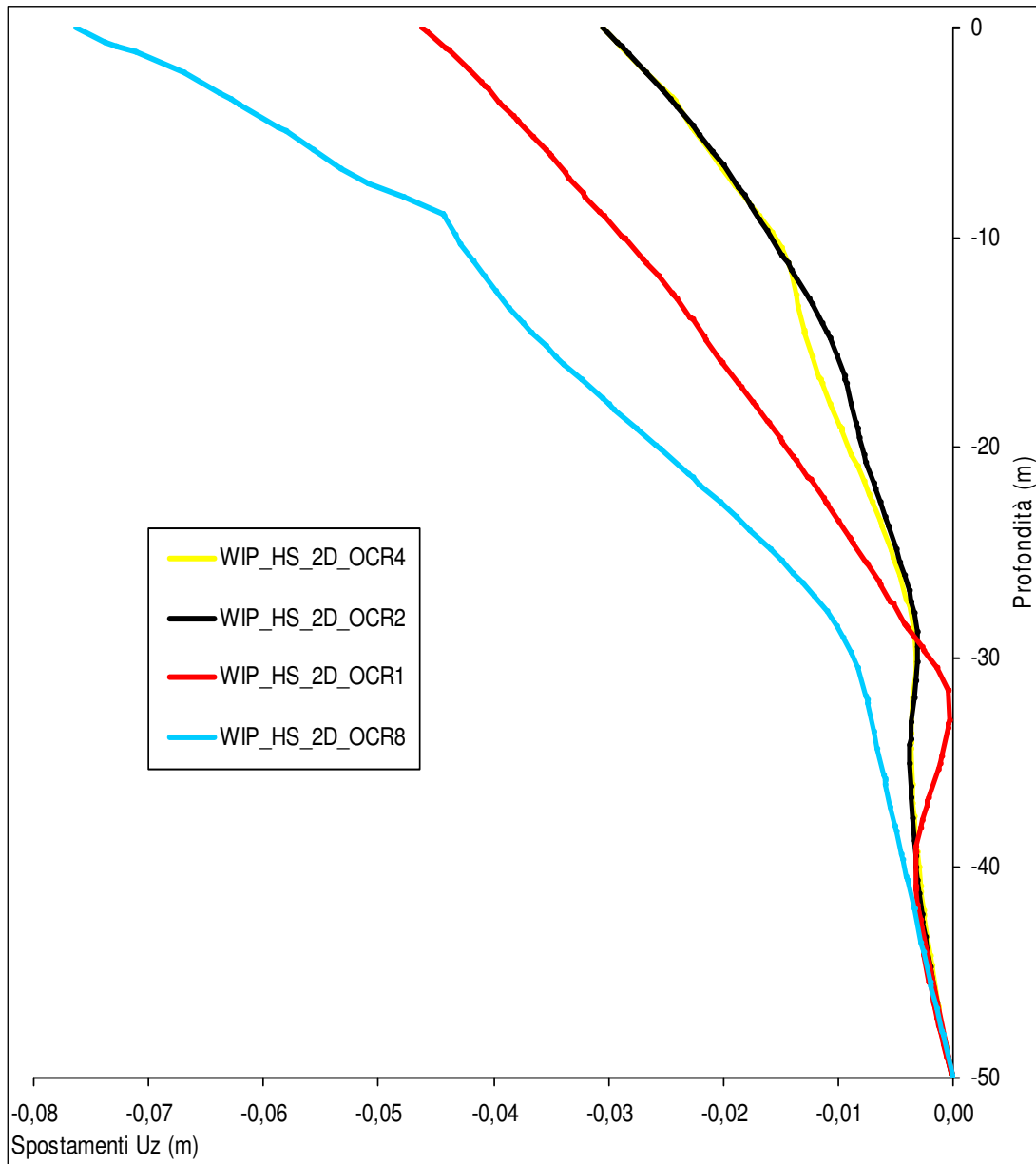


Figura 4.16. *Spostamenti orizzontali (negativi verso lo scavo) causati dallo scavo principale nei casi WIP 2D.*

Le analisi 3D riportate in Figura 4.17 mostrano anche un effetto della forma del pannello, ovviamente impossibile da analizzare con le analisi 2D; a parità di OCR, infatti, le paratie di pannelli a “T” subiscono spostamenti minori rispetto al caso di pannelli “Rettangolari”. Ciò può essere dovuto al benefico effetto dell’attrito tra paratia e terreno, più rilevante nel pannello a “T” per il fatto che, a parità di momento di inerzia, quest’ultimo ha la maggiore superficie di contatto tra terreno e paratia.

Per i casi WIP 2D e 3D a priori ci si aspettava spostamenti uguali, avendo le due paratie la stessa rigidezza flessionale, invece si osservano spostamenti leggermente

minori nel caso 3D. E' interessante osservare che in entrambi i casi (2D e 3D), tali spostamenti continuano anche al di sotto della paratia.

Nelle analisi 3D (Figura 4.17) si osserva che il massimo spostamento si ha per un OCR=8 in corrispondenza del piano campagna ed è di 7 centimetri, mentre sempre al piano campagna si osserva che il minimo dei massimi spostamenti è di circa 2 centimetri e si ha per un OCR=2.

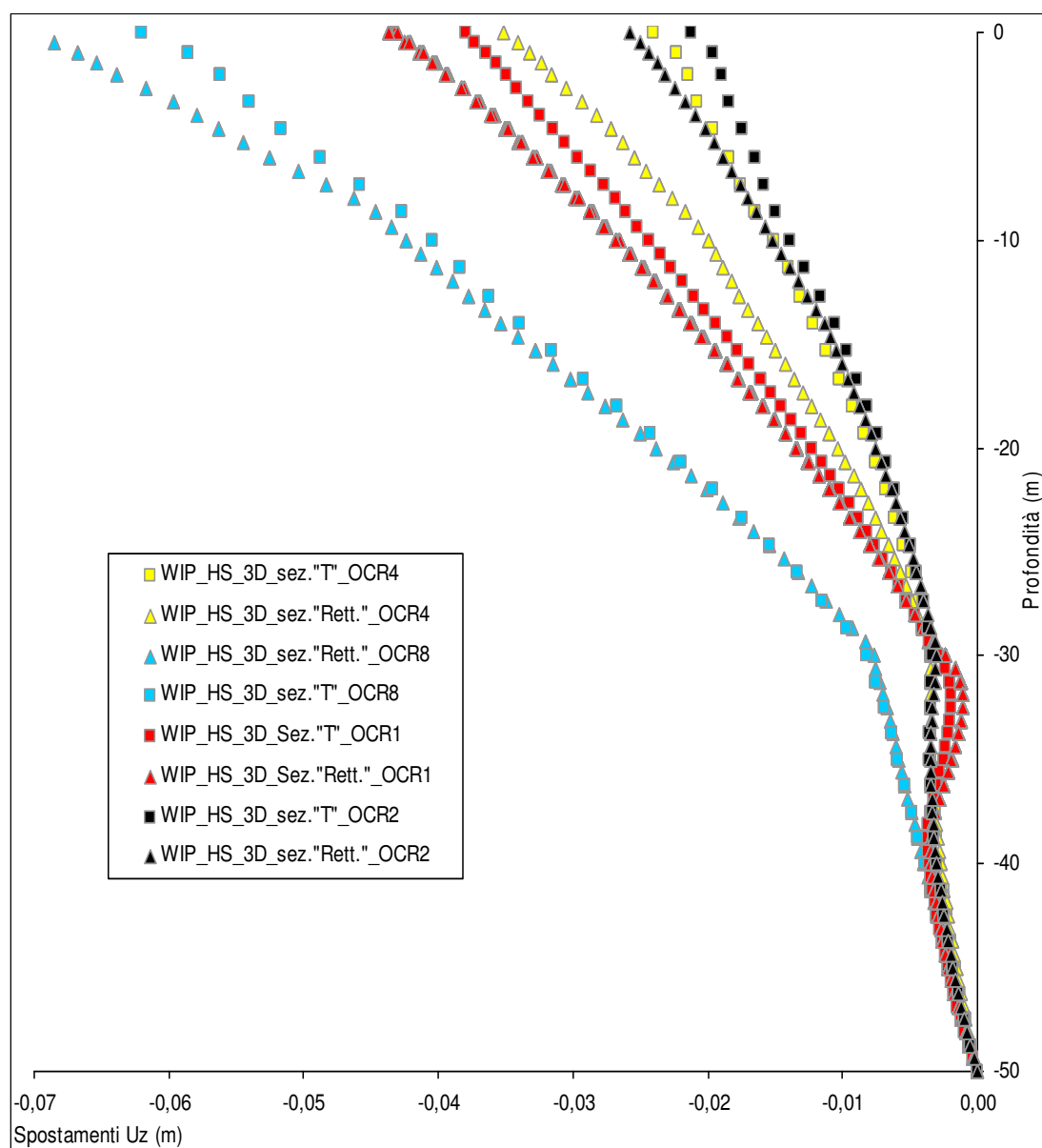


Figura 4.17. *Spostamenti orizzontali (negativi verso lo scavo) causati dallo scavo principale nei casi WIP 3D.*

Anche gli *spostamenti verticali* dei terreni a monte della paratia, causati dallo scavo principale sono abbastanza simili nelle analisi 2D (Fig. 4.18) e 3D (Fig. 4.19).

Simulando il terreno come HS con grado di sovraconsolidazione maggiore di 1, si osservano spostamenti che nelle vicinanze del pannello sono verso il basso, mentre oltre una certa distanza sono verso l'alto, ciò accade nel caso di $OCR=2$ e $OCR=4$, ma non avviene per $OCR=8$, dove gli spostamenti verticali a monte della paratia sono sempre rivolti verso il basso. Tale tendenza è la stessa sia per le analisi 2D che per quelle 3D.

In definitiva i profili dei cedimenti dei terreni sovraconsolidati sono molto simili (sia qualitativamente sia quantitativamente) e in alcuni casi mostrano un sollevamento del terreno ($OCR=2$ e $OCR=4$) ad una distanza di circa 10 m dalla paratia dovuto al comportamento in buona parte elastico di tali terreni lungo il percorso di carico applicato (scavo).

Considerando l'HS con $OCR=1$ si hanno spostamenti verso il basso molto maggiori che negli altri casi.

Dal grafico di Figura 4.18, in cui sono riportati gli spostamenti verticali causati dalla realizzazione dello scavo principale nei casi WIP 2D, si osserva che passando da un $OCR=4$, dove si ha un cedimento di 1,8 centimetri, ad un $OCR=2$, l'abbassamento aumenta di circa il 10%, mentre passando ad un $OCR=1$ tale valore continua ad aumentare assumendo un valore di 5 centimetri. È bene osservare che in entrambi i casi, i massimi spostamenti, si hanno in corrispondenza del pannello. In Figura 4.19 sono riportati gli stessi spostamenti verticali nei casi WIP 3D, in cui si osserva che il massimo abbassamento si ha per $OCR=1$ ed è di circa 3,8 centimetri, per $OCR=2$ l'abbassamento diminuisce assumendo un valore di 1,4 centimetri, per $OCR=4$ lo spostamento aumenta assumendo un valore di 1,6 centimetri.

Nei casi in cui la sezione trasversale dei pannelli ha una forma a "T", si osservano cedimenti minori e sollevamenti maggiori che nei casi di pannelli con sezione trasversale con forma "Rettangolare".

Si può inoltre osservare che, a parità di OCR , i massimi spostamenti dei casi WIP 3D sono sempre leggermente inferiori (in valore assoluto) agli analoghi WIP 2D, la differenza è di circa 1 centimetro.

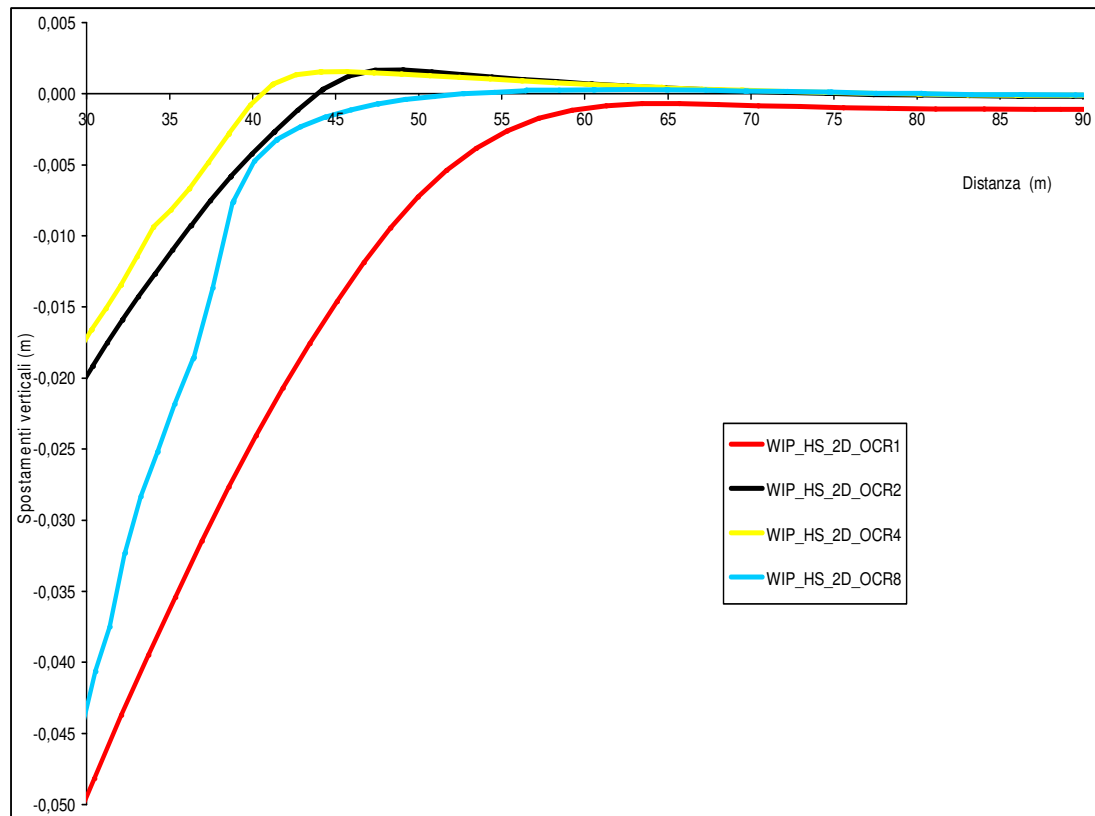


Figura 4.18. *Spostamenti verticali causati dalla realizzazione dello scavo principale nei casi WIP 2D.*

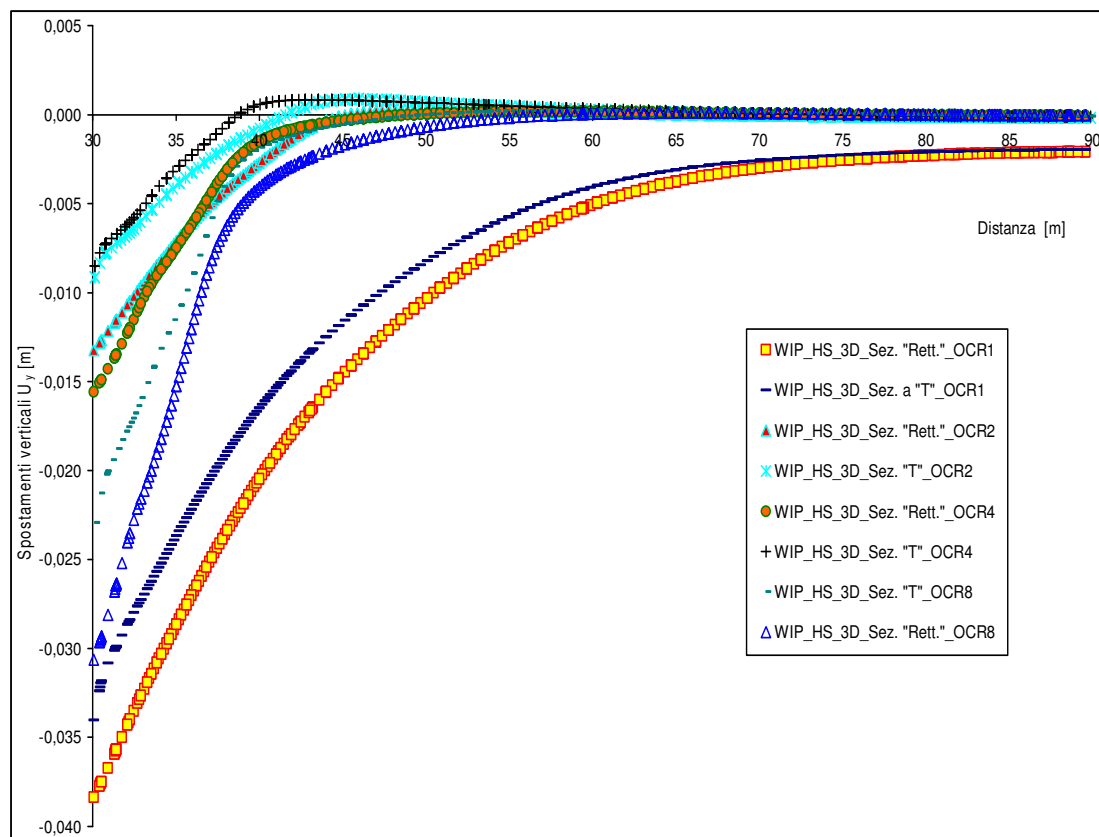


Figura 4.19. Spostamenti verticali causati dalla realizzazione dello scavo principale nei casi WIP 3D.

4.4.2. Analisi numeriche con simulazione della realizzazione della paratia

Al fine di verificare la rilevanza della realizzazione dell'opera, sono state condotte analisi che la simulassero secondo la sequenza:

- Scavo del pannello, sostenuto con fanghi;
- getto del calcestruzzo fresco;
- presa e indurimento del cls;
- realizzazione di altri pannelli (nel caso 3D, secondo la numerazione crescente riportata nelle Figg. 4.13 e 4.14).

Date le condizioni di vincolo utilizzate (contorni verticali con spostamenti ortogonali impediti) i contorni verticali della mesh sono da considerarsi piani di simmetria. Quindi, con la realizzazione dei pannelli 1 e 2 si ha la simultanea realizzazione nei due versi di tutti i pannelli aventi asse posto ad una distanza di 4 (e multipli di 4) pannelli dall'asse del pannello stesso. Con la realizzazione del pannello 3, invece, si ha la realizzazione di tutti i pannelli posti ad una distanza di 2 pannelli (e multipli di 2) da esso. Tale modellazione costituisce un passo avanti rispetto alla modellazione 2D, ma non rappresenta in modo rigoroso la reale sequenza operativa.

Per quanto riguarda la simulazione della realizzazione della paratia, è stata simulata prima la realizzazione delle murette guida (cordolo superficiale), in seguito la realizzazione della paratia.

Al fine di simulare la presenza del cordolo superficiale intorno allo scavo (che viene generalmente costruito alla sommità del pannello per evitare il collasso in presenza delle macchine operatrici e per fungere da guida per la macchina scavatrice) sono stati considerati superficialmente, lungo il perimetro del pannello, elementi strutturali "wall" con legame costitutivo elastico lineare e con la rigidità del calcestruzzo.

Prima di passare alle analisi 2D e 3D, è interessante osservare il grafico che segue (Fig. 4.20), dove viene diagrammato il coefficiente di spinta critico (k_0 critico), in funzione del rapporto tra l'altezza critica " h_c " e l'altezza di scavo " h ".

Il " k_0 critico" è quel valore al di sopra del quale si hanno spostamenti orizzontali, causati dalla realizzazione della paratia, rivolti verso l'opera, mentre al di sotto si hanno spostamenti orizzontali rivolti verso il terreno; cioè è quel valore per cui le spinte del terreno sono uguali a quelle del cls.

Si osserva che il “ k_0 critico” diminuisce all’aumentare del peso dell’unità di volume non saturo del terreno “ γ_{unsat} ”, mentre aumenta all’aumentare del rapporto tra h_c e h , cioè aumenta all’aumentare dell’altezza critica. Nel nostro caso di studio, in cui si è considerato un terreno con un peso nell’unità di volume $\gamma_{\text{unsat}} = 14 \text{ kN/m}^3$ e un $h_c/h = 0,2$, si ottiene un coefficiente di spinta critico $k_0 \text{ critico} = 1,15$ e un $\text{OCR}_c = 5,52$. Per valori di OCR maggiori di 5,52 il terreno spinge di più del calcestruzzo, quindi si hanno spostamenti rivolti verso l’opera, mentre per valori di OCR minori spinge di più il cls di conseguenza si hanno spostamenti rivolti verso il terreno.

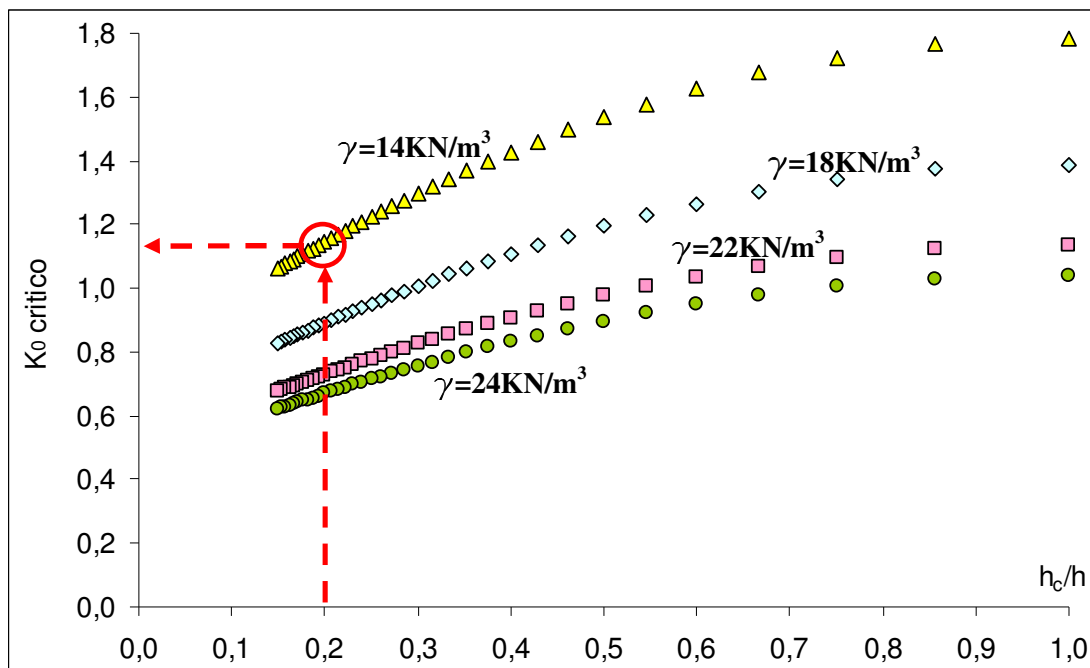


Figura 4.20. Coefficiente di spinta critico ($k_0 \text{ critico}$) in funzione del rapporto tra l'altezza critica e l'altezza di scavo (h_c/h), per diversi valori del peso dell'unità di volume non saturo del terreno (γ_{unsat}).

In letteratura si è osservato che i valori tipici di altezza critica “ h_c ” variano tra 5 e 10 metri, in particolare nelle *case histories* raccolta da L'Amante et al. (Fig. 4.20a) si nota che il valore di altezza critica più frequente è di 6 metri.

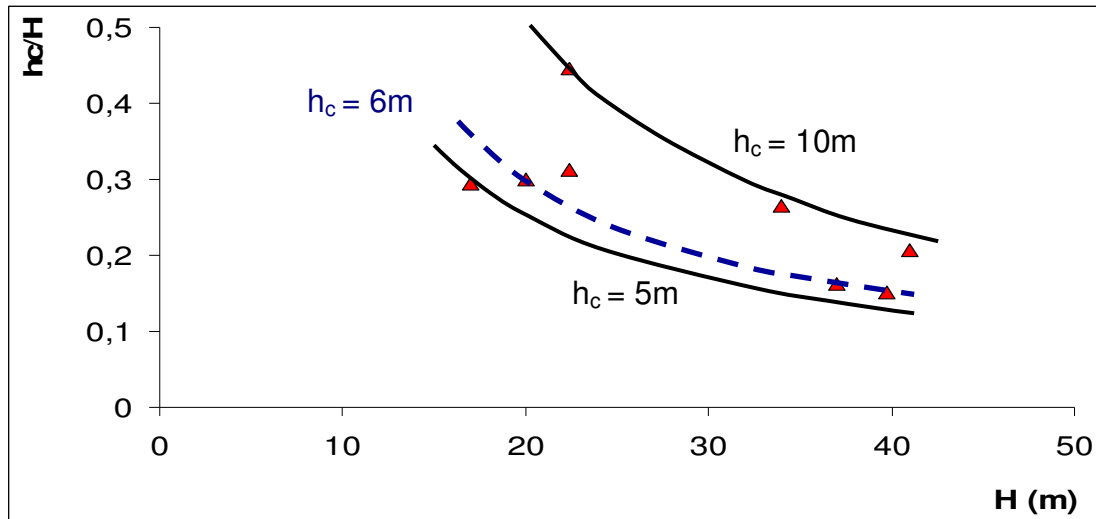


Figura 4.20a Misure di altezza critica raccolte in letteratura (L'Amante et al. 2010).

Nel caso 2D la realizzazione della paratia è stata simulata nel modo seguente: 8 fasi di calcolo per simulare lo scavo, eliminando gli elementi di terreno scavati e sostituendoli con delle forze distribuite pari alla spinta del fango lungo il perimetro dello scavo; 8 fasi di calcolo per simulare il getto del calcestruzzo dal basso sostituendo le forze esercitate dal fango con quelle del calcestruzzo; infine, sono state eliminate le forze e sono stati posizionati nel foro elementi rappresentanti il calcestruzzo armato a 28 giorni di stagionatura.

Evidenze sperimentali raccolte in letteratura (ad esempio L'Amante et al., 2010, Conti et al., 2011) mostrano che la distribuzione della spinta del calcestruzzo all'interno del foro può essere assimilata ad una bilineare, avente gradiente pari al peso dell'unità di volume del calcestruzzo ($\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$) nella prima parte (5 ÷ 10 metri più superficiali), fino ad una profondità solitamente denominata altezza critica h_c , e gradiente pari al peso specifico del fango bentonitico ($\gamma_f = 11 \text{ kN/m}^3$) a profondità maggiori vedi fig. 4.21. In questo caso, si è assunto $h_c=6 \text{ m}$.

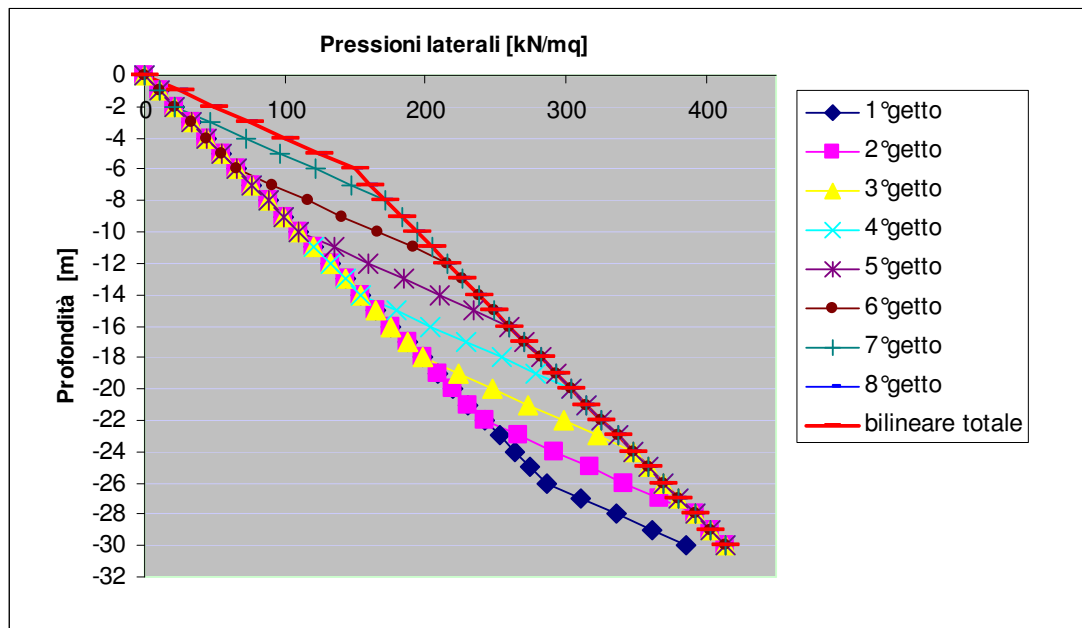


Figura 4.21. Diagramma delle spinte orizzontali esercitate da fango e calcestruzzo in diverse fasi del getto.

Una sintesi delle analisi eseguite modellando la realizzazione dei pannelli è riportata in Tabella 4.

Tabella 4. Analisi in cui si è modellata la realizzazione della paratia.

Nome analisi	Modello terreno	Istallazione	OCR	Geometria
Tot_HS_2D_OCR1	HS	Simulata	1	2D
Tot_HS_2D_OCR2	HS	Simulata	2	2D
Tot_HS_2D_OCR4	HS	Simulata	4	2D
Tot_HS_2D_OCR8	HS	Simulata	8	2D
Tot_HS_3D_SeZ."T"_OCR1	HS	Simulata	1	3D
Tot_HS_3D_SeZ."T"_OCR2	HS	Simulata	2	3D
Tot_HS_3D_SeZ."T"_OCR4	HS	Simulata	4	3D
Tot_HS_3D_SeZ."T"_OCR8	HS	Simulata	8	3D
Tot_HS_3D_SeZ."Rett."_OCR1	HS	Simulata	1	3D
Tot_HS_3D_SeZ."Rett."_OCR2	HS	Simulata	2	3D
Tot_HS_3D_SeZ."Rett."_OCR4	HS	Simulata	4	3D
Tot_HS_3D_SeZ."Rett."_OCR8	HS	Simulata	8	3D

La spinta del calcestruzzo è maggiore di quella del terreno, ad eccezione che per OCR8. A titolo di esempio, in Fig. 4.22 si riportano i valori delle tensioni orizzontali (σ_z) lungo la verticale di misura prima e dopo la realizzazione della paratia per le analisi eseguite su sezione “ Rettangolare” per OCR 1, 2, 4, 8. Risultati qualitativamente simili sono stati ottenuti nelle altre analisi. E’ interessante osservare che, sebbene le condizioni iniziali siano molto diverse a causa dei diversi valori del coefficiente di spinta a riposo K_0 (legato al valore dell’OCR), a seguito della realizzazione dei pannelli le tensioni orizzontali immediatamente a tergo dell’opera (da 0 a 30 m) assumono valori più simili nei quattro casi.

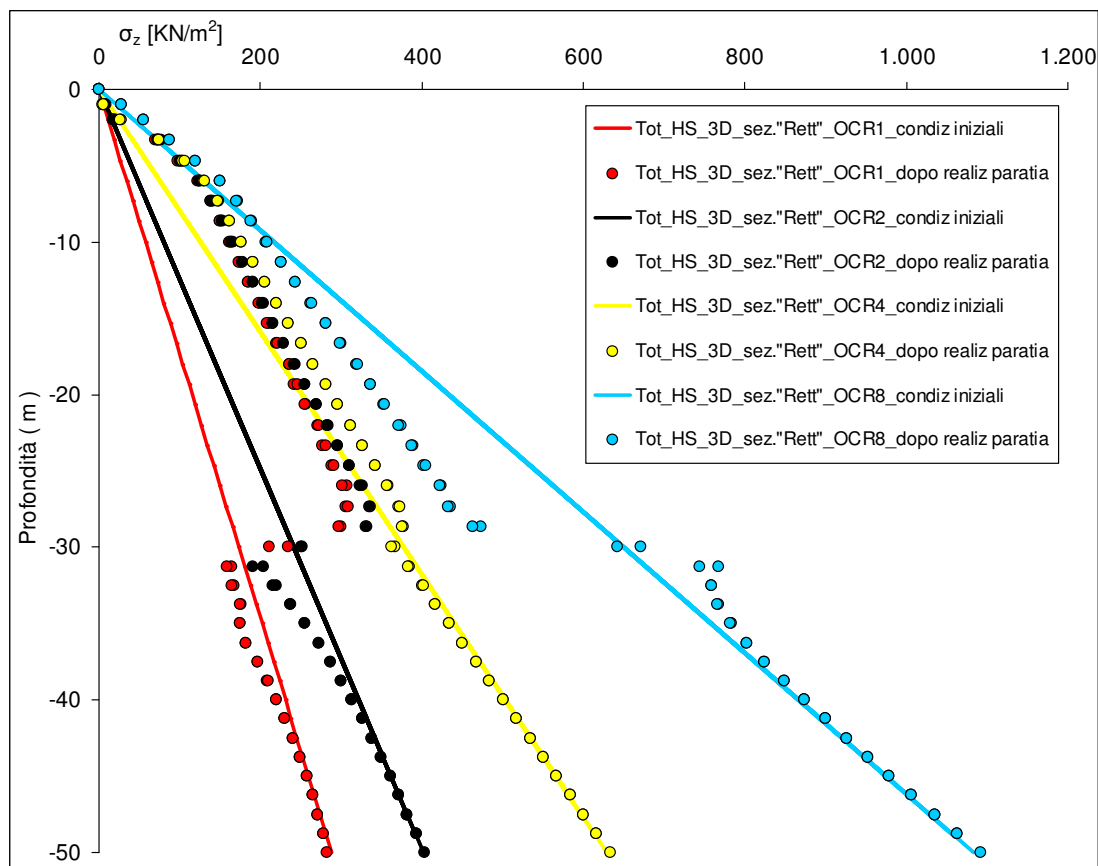


Figura 4.22. *Diagramma delle tensioni orizzontali (nella direzione ortogonale alla paratia) prima e dopo la realizzazione della paratia.*

Gli spostamenti orizzontali causati dalla realizzazione della paratia sono di alcuni centimetri (Fig. 4.23), ovviamente, tali spostamenti per OCR 1, 2 e 4, sono rivolti verso il terreno per l’aumento di sollecitazione causato dal calcestruzzo, al contrario per OCR=8, sono rivolti verso lo scavo.

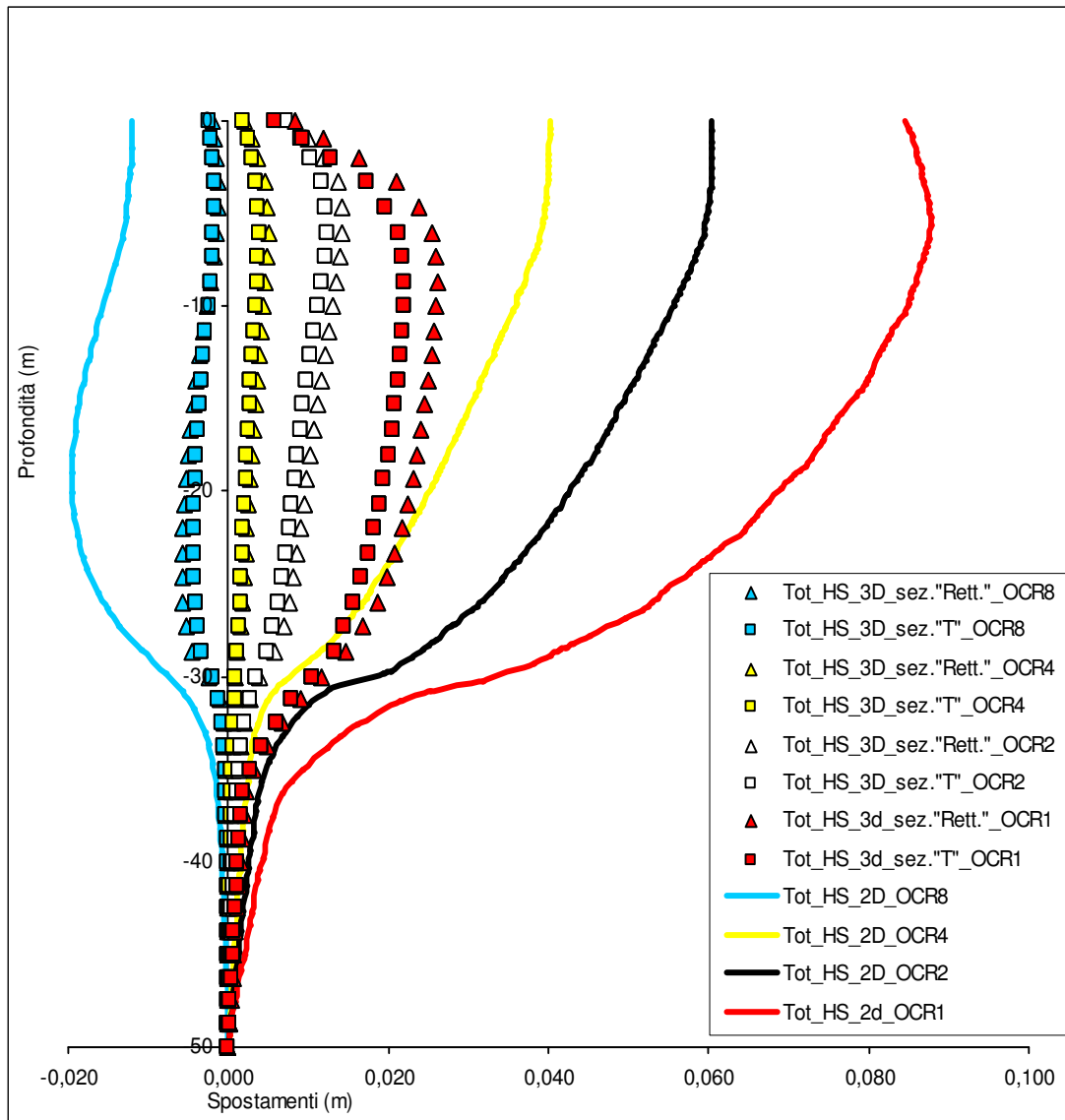


Figura 4.23. *Spostamenti orizzontali causati dalla realizzazione della paratia (tutte le analisi complete).*

All'aumentare dell'OCR, tali spostamenti si riducono essenzialmente perché si riduce la variazione delle tensioni orizzontali (Fig. 4.24). E' interessante osservare che per OCR 8 gli spostamenti orizzontali dovuti alla realizzazione della paratia, diventano negativi (cioè sono rivolti verso lo scavo) e la variazione delle tensioni orizzontali ($\Delta\sigma_z$) concordemente con quanto avviene per gli spostamenti diventa anch'essa negativa, mentre in valore assoluto, diversamente dagli altri casi, non si riduce ma bensì aumenta.

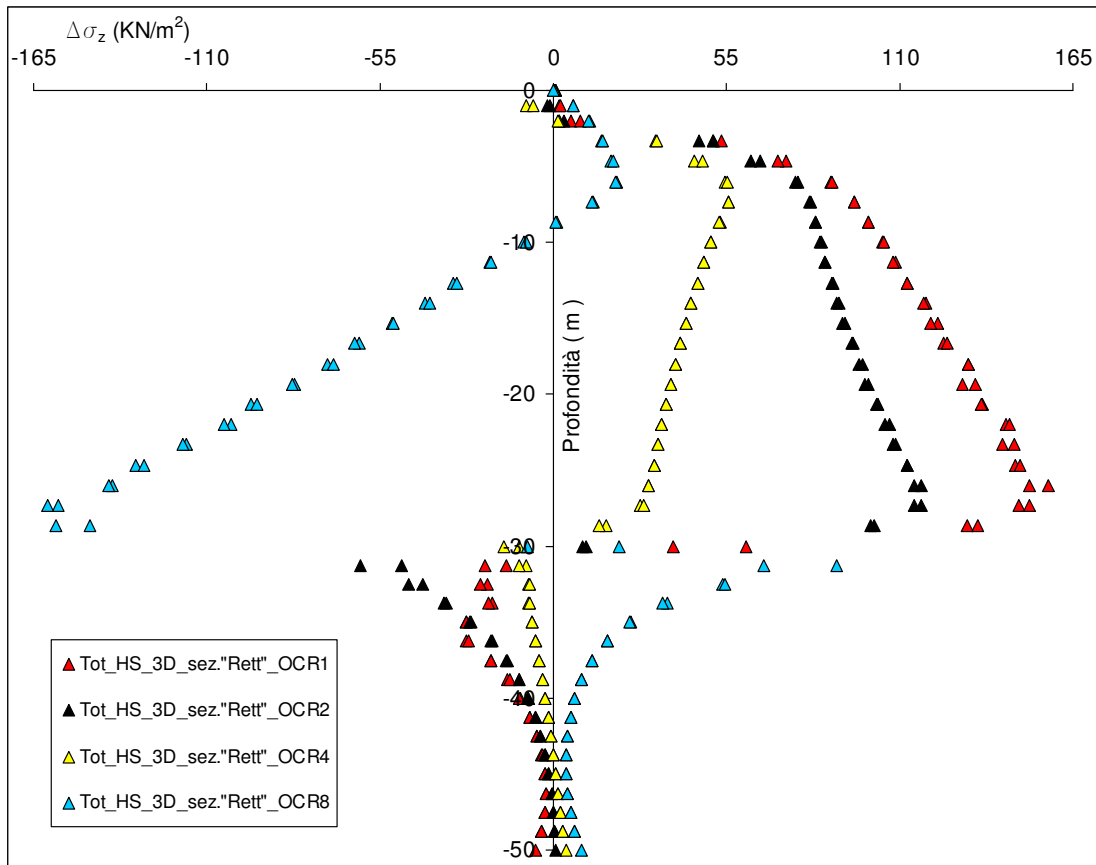


Figura 4.24. *Variazione di tensione orizzontale ($\Delta\sigma_z$) in prossimità dell'interfaccia dovute alla realizzazione della paratia per alcune analisi.*

Nelle figure da 4.26 a 4.31 si riportano i diagrammi delle tensioni orizzontali nella direzione ortogonale all'opera, in una sezione parallela alla paratia alla profondità di 10 metri, del terreno dopo la realizzazione della paratia stessa. Si riportano inoltre in tali grafici, le tensioni orizzontali del terreno in condizioni litostatiche e la tensione del calcestruzzo.

Le tensioni orizzontali sono state analizzate a varie distanze dalla paratia, anche se, per semplicità, sono state riportate solo le sezioni più significative, (sez. AA', sez. EE'; sez. FF' poste a tergo dell'opera, ad una distanza fissa rispettivamente di 3,5 metri, 23,44 metri e 63,50 metri dall'estradosso della paratia). Tali sezione sono riportate nella Figura 4.25.

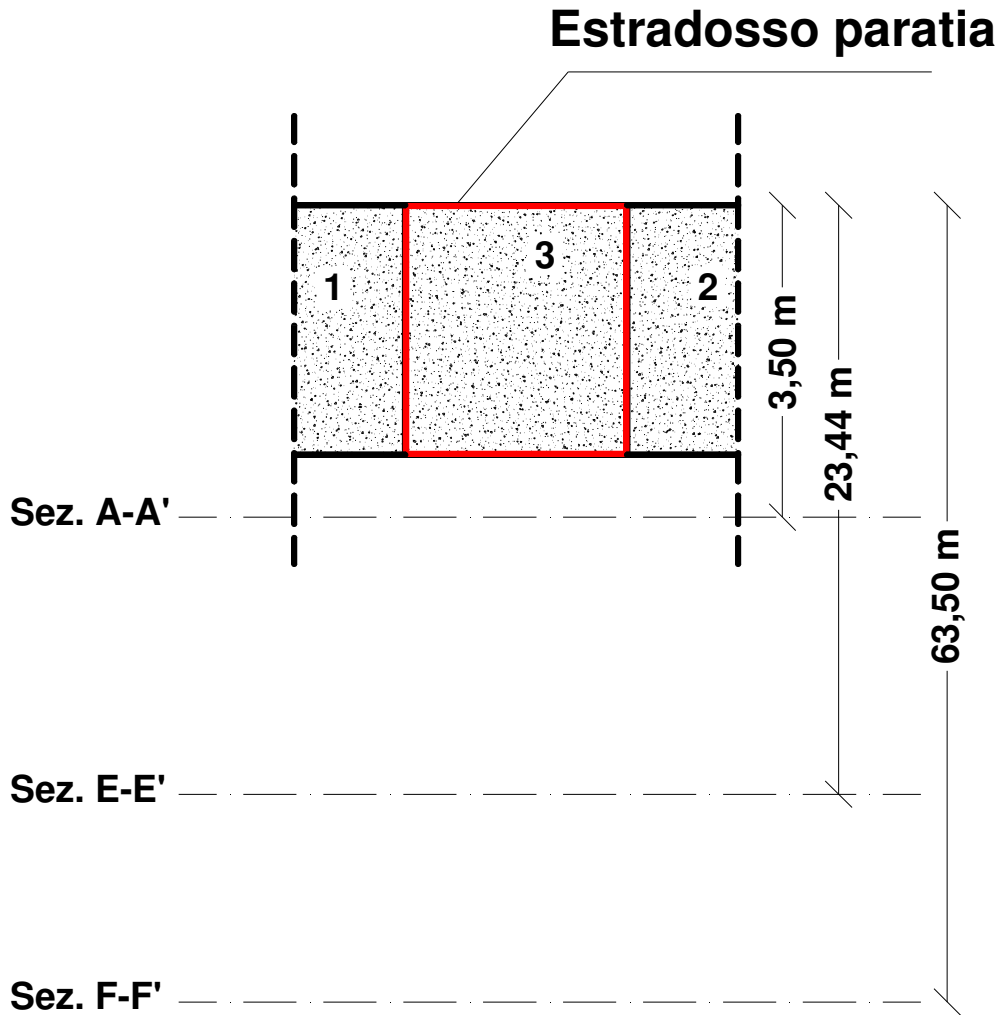


Figura 4.25. Distanza dall'estradosso della paratia delle sezioni AA', EE' e FF', in cui sono state analizzate le tensioni orizzontali.

Si osserva che per effetto della realizzazione dei pannelli, si ha un incremento delle tensioni orizzontali, molto accentuato nelle sezioni prossime alla paratia (sez. AA'), dove, addirittura si può osservare la differenza di tensione dovuta alla realizzazione del singolo pannello, si nota che nella parte centrale (in corrispondenza dell'ultimo pannello realizzato) della sezione la spinta del terreno diventa prossima a quella del calcestruzzo mentre nelle zone laterali diventa prossima o addirittura inferiore a quella litostatica; mentre nelle sezioni più lontane (sez EE' e FF') non si nota la differenza dovuta alla realizzazione dei singoli pannelli, ma solo quella dovuta alla realizzazione della paratia nel suo complesso. Questo è ciò che accade nel caso di terreni normalconsolidati ($OCR=1$). Man mano che aumenta il grado di sovraconsolidazione del terreno (per $OCR = 4$ e $OCR = 8$), anche nelle sezioni

prossime alla paratia, diminuisce l'effetto della realizzazione del singolo pannello. Inoltre all'aumentare dell'OCR si riduce il range di variazione delle tensioni orizzontali. Per $OCR = 8$ vediamo che il valore delle tensioni nella sez. AA' è molto prossimo a quello nelle sez. EE' ed FF', entrambi vicini al valore di tensione orizzontale che il terreno assume in condizioni litostatiche (Figg. 4.30 e 4.31). Gli andamenti sono simili sia per le paratie con sezione "Rettangolare" che per quelle con sezione a "T".

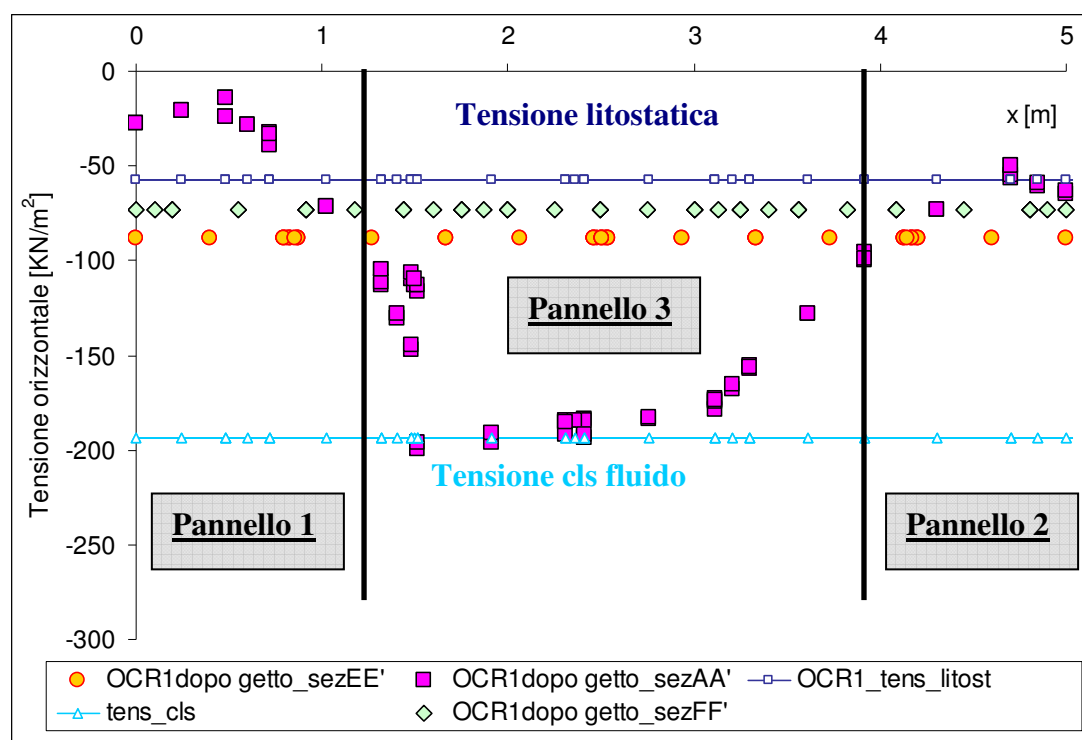


Figura 4.26. Diagramma delle tensioni orizzontali (σ_z) nel terreno alla profondità $y = 10$ m nel caso di paratia con sezione "Rettangolare", dopo la realizzazione del terzo pannello della sequenza (sequenza costruttiva: pannello 1, pannello 2, pannello 3).

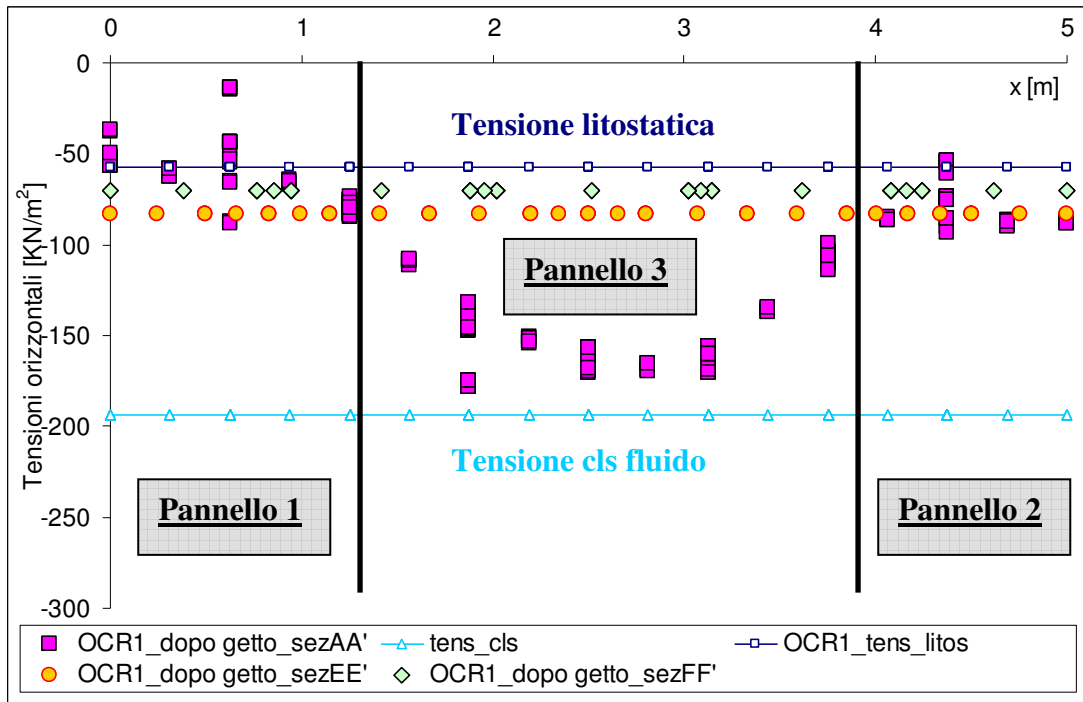


Figura 4.27. Diagramma delle tensione orizzontale (σ_z) nel terreno alla profondità $y = 10$ metri nel caso di paratia con sezione a "T", dopo la realizzazione del terzo pannello della sequenza (sequenza costruttiva: pannello 1, pannello 2, pannello 3).

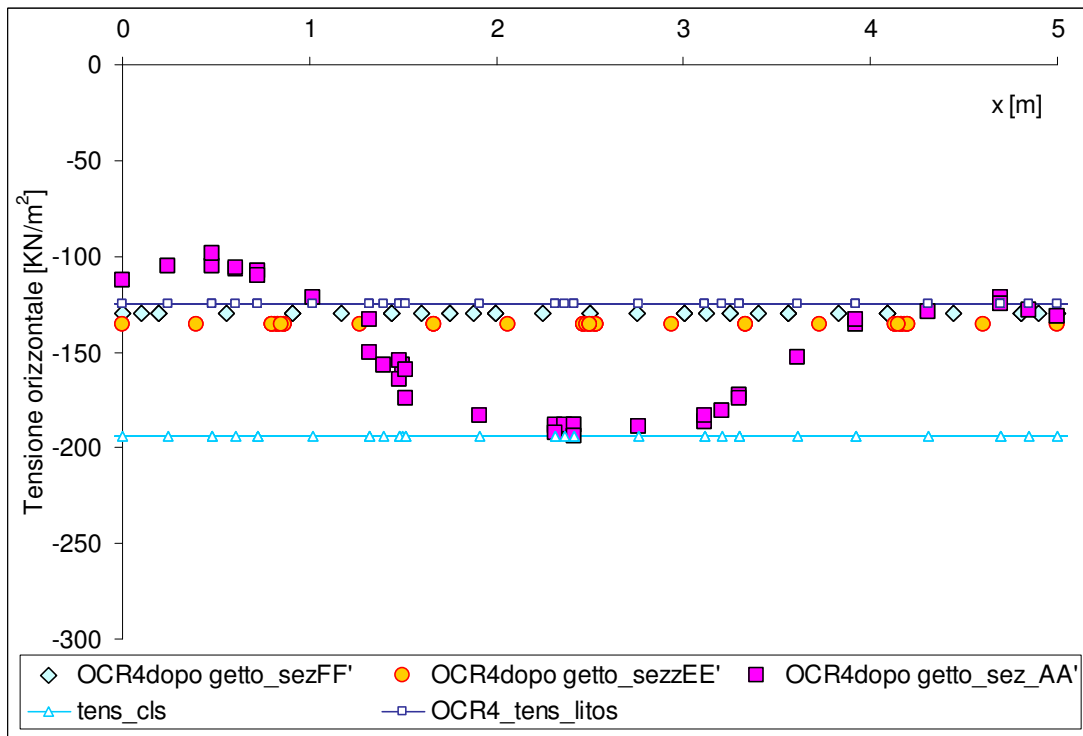


Figura 4.28. Diagramma delle tensione orizzontale (σ_z) del terreno nel caso di paratia con sezione "Rettangolare", dopo la realizzazione del terzo pannello della sequenza (sequenza costruttiva: pannello 1, pannello 2, pannello 3).

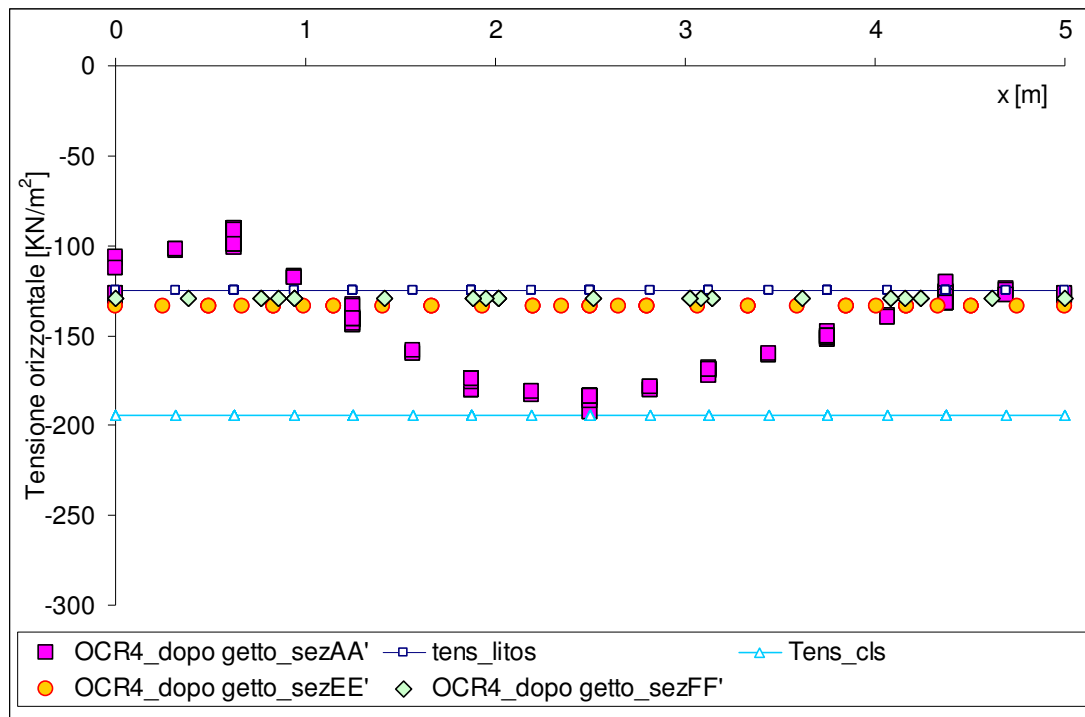


Figura 4.29. Diagramma delle tensioni orizzontali (σ_z) del terreno nel caso di paratia con sezione a “T”, dopo la realizzazione del terzo pannello della sequenza (sequenza costruttiva: pannello 1, pannello 2, pannello 3).

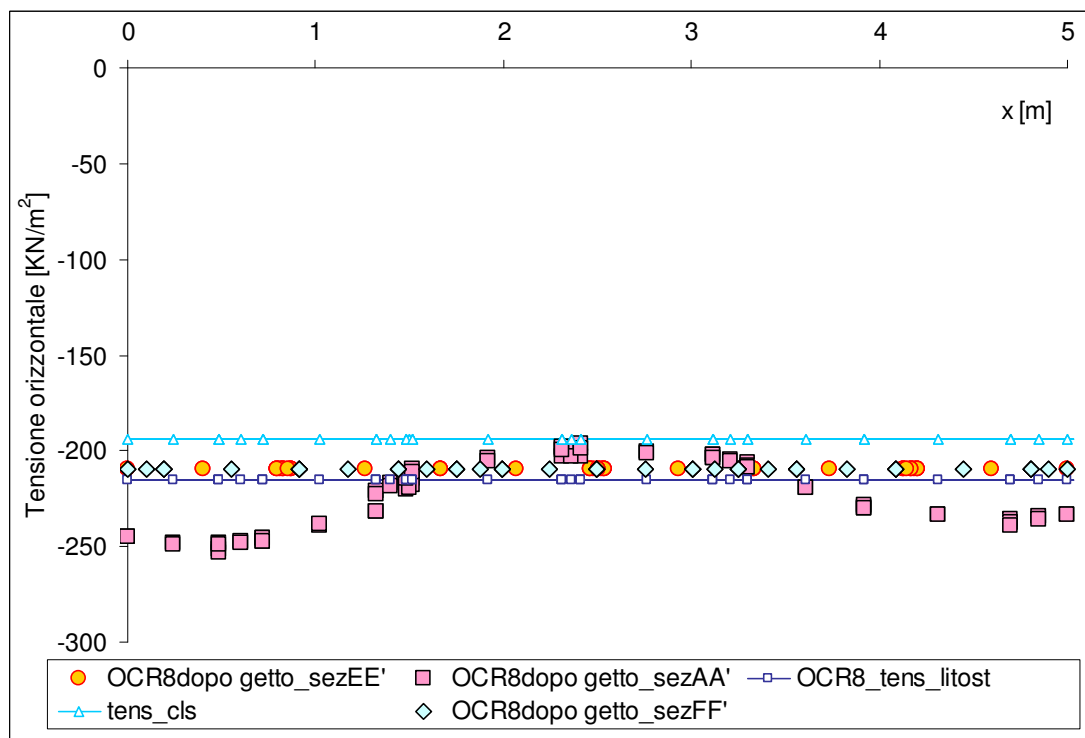


Figura 4.30. Diagramma delle tensioni orizzontali (σ_z) del terreno nel caso di paratia con sezione “Rettangolare”, dopo la realizzazione del terzo pannello della sequenza (sequenza costruttiva: pannello 1, pannello 2, pannello 3).

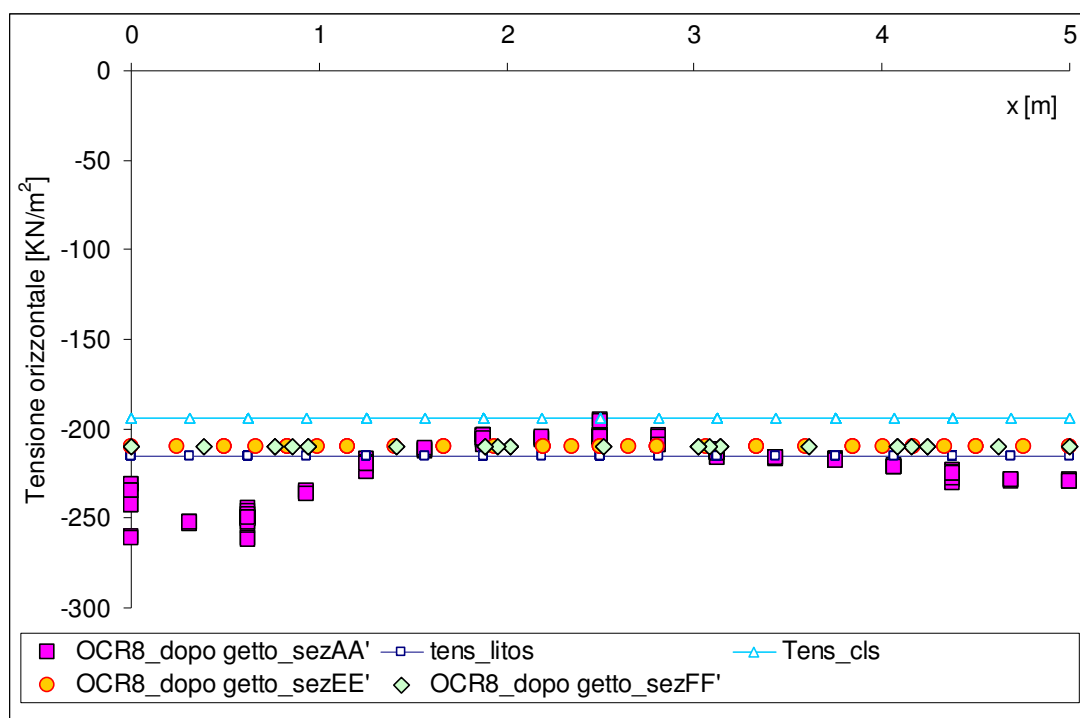


Figura 4.31. Diagramma delle tensioni orizzontali (σ_z) del terreno nel caso di paratia con sezione a “T”, dopo la realizzazione del terzo pannello della sequenza (sequenza costruttiva: pannello 1, pannello 2, pannello 3).

Volendo analizzare meglio il comportamento delle tensioni orizzontali nella direzione ortogonale all’opera, nelle figure da 4.32 a 4.34 sono riportate le tensioni orizzontali nel terreno nella sezione più vicina alla paratia (sez. AA’), durante le fasi di realizzazione dei singoli pannelli (scavo e getto pannello 1, scavo e getto pannello 2, scavo e getto pannello 3).

Le fasi di scavo sono caratterizzate dal fatto che le tensioni del terreno di fronte al pannello che si sta realizzando, si allontanano dalla tensione orizzontale che il terreno assume in condizioni litostatiche, e si avvicinano alla tensione del materiale che si va a posizionare all’interno del foro realizzato (fango bentonitico), mentre dopo il getto tali tensioni del terreno continuano ad allontanarsi da quelle che sono le condizioni litostatiche, ma questa volta tendono a quelle del calcestruzzo fluido.

Quanto descritto, naturalmente è quello che accade nella fascia di terreno che si trova di fronte al pannello che si va a realizzare, nelle fasce di terreno laterali al pannello in lavorazione, avviene l’esatto contrario. Si osserva dai grafici che le tensioni maggiori si hanno per terreni molto sovraconsolidati (cioè per $OCR = 8$).

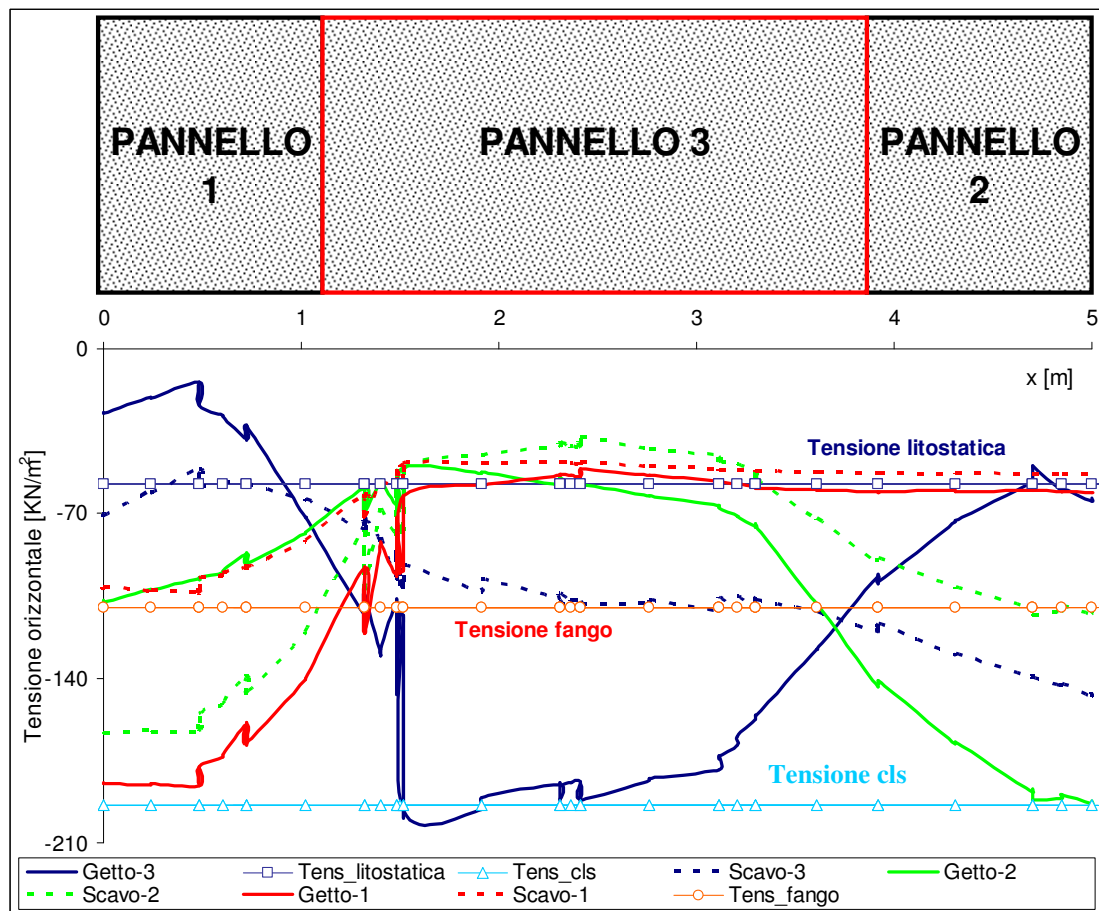


Figura 4.32. Diagramma delle tensioni orizzontali (σ_x) nel terreno nella sezione AA' alla profondità $y = 10$ m nel caso di paratia con sezione "Rettangolare" per $\text{OCR} = 1$, dopo lo scavo e dopo il getto del primo, secondo e terzo pannello della sequenza.

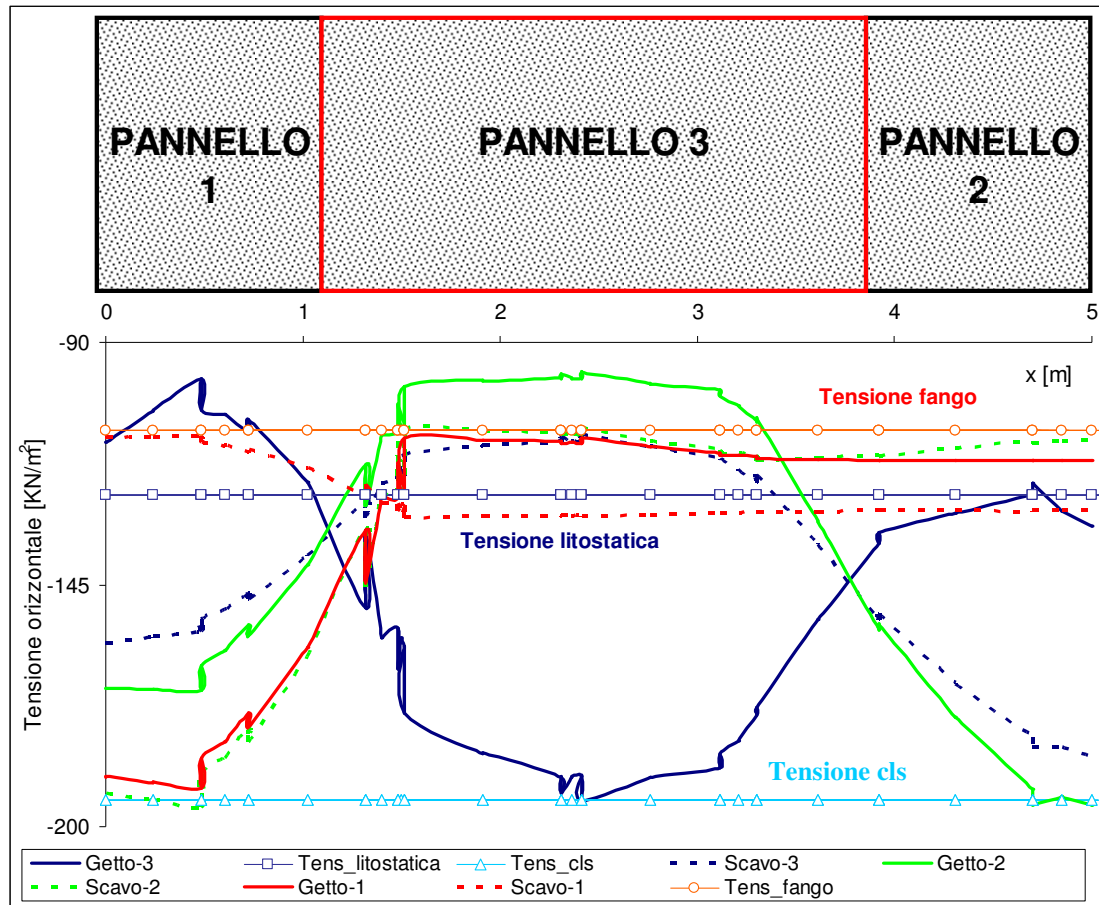


Figura 4.33. Diagramma delle tensioni orizzontali (σ_x) nel terreno nella sezione AA' alla profondità $y = 10$ m nel caso di paratia con sezione "Rettangolare" per $\text{OCR} = 4$, dopo lo scavo e dopo il getto del primo, secondo e terzo pannello della sequenza.

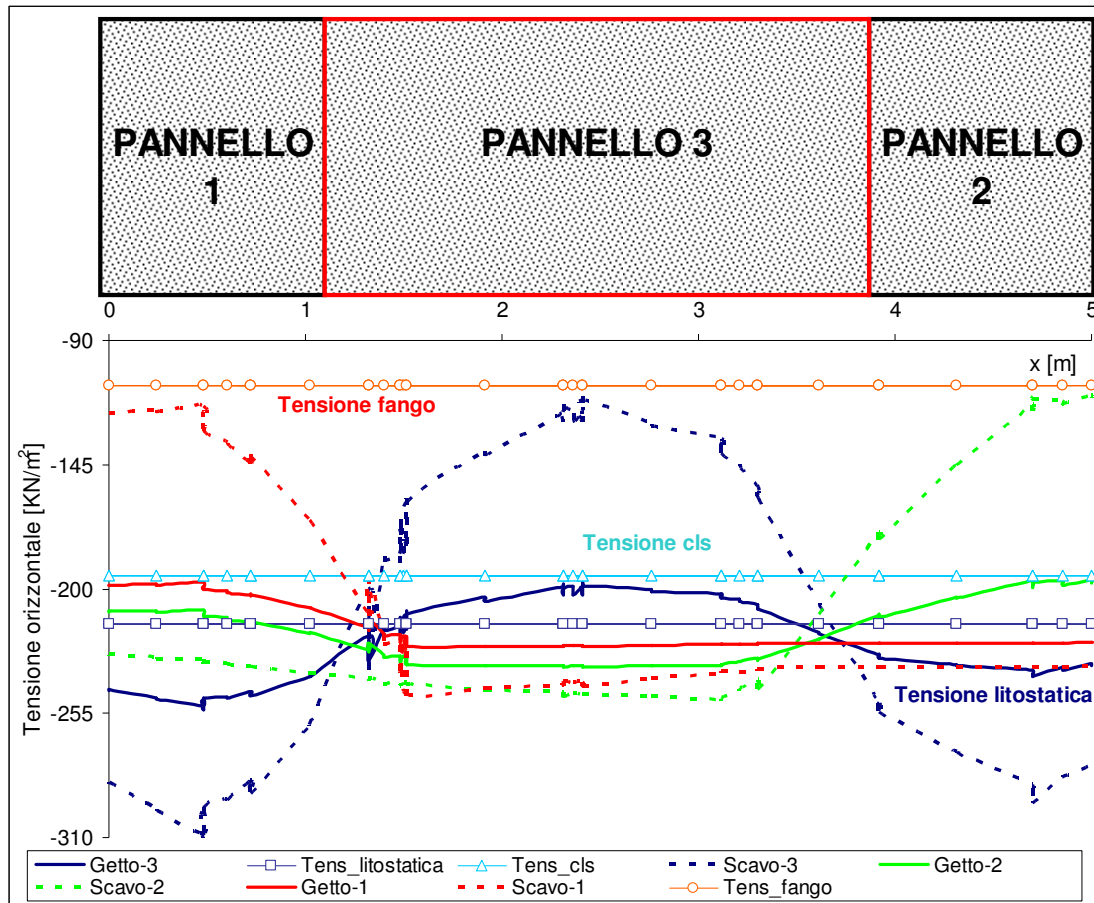


Figura 4.34. *Diagramma delle tensioni orizzontali (σ_x) nel terreno nella sezione AA' alla profondità $y = 10$ m nel caso di paratia con sezione "Rettangolare" per OCR = 8, dopo lo scavo e dopo il getto del primo, secondo e terzo pannello della sequenza.*

Nella figura 4.35 si può osservare che in tutti i casi studiati (OCR 1, 2, 4, 8), di fronte all'ultimo pannello realizzato (pannello 3), le tensioni orizzontali vanno a trovarsi in equilibrio con quelle del calcestruzzo fluido. Quindi nei casi dei terreni poco sovraconsolidati (OCR 1, 2, e 4) si è avuto un aumento delle tensioni orizzontali del terreno, nel caso di terreni fortemente sovraconsolidati (OCR 8) si è avuto un decremento delle tensioni orizzontali. Per quanto riguarda invece, il terreno in corrispondenza dei pannelli laterali (pannelli 1 e 2), si osserva una situazione completamente opposta a quella appena descritta cioè si ha un decremento delle tensioni per valori di OCR piccoli (OCR 1, 2, 4) e un aumento per OCR 8.

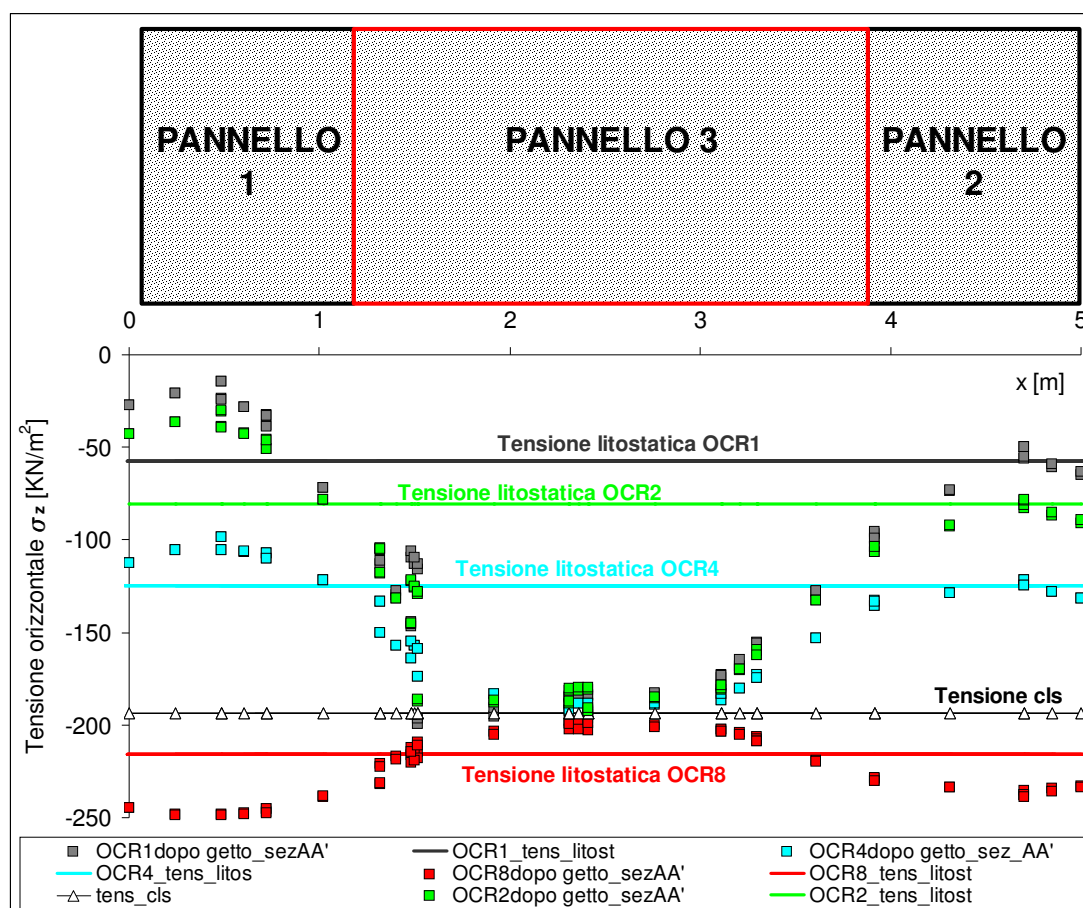


Figura 4.35. Diagramma delle tensioni orizzontali (σ_x) nel terreno nella sezione AA' alla profondità $y = 10$ m nel caso di paratia con sezione "Rettangolare" per OCR = 1, 2, 4, 8, dopo la realizzazione della paratia.

Come era da attendersi, a parità di OCR il modello 2D prevede spostamenti orizzontali causati dalla realizzazione della paratia, notevolmente maggiori rispetto ai casi tridimensionali (Fig. 4.23), confermando il fatto che le analisi 2D non sono in grado di portare in conto in modo quantitativamente affidabile l'effetto della realizzazione del pannello (che in questo caso è una trincea indefinita). Per i pannelli a "T", ancora una volta si osservano spostamenti leggermente inferiori rispetto ai casi corrispondenti di pannelli "Rettangolari".

Gli spostamenti causati dal solo scavo principale (Fig. 4.36), ovverosia quelli che solitamente si calcolano in fase di progetto, sono ovviamente rivolti sempre verso l'interno dello scavo e, come si osserva confrontandoli con quelli causati dalla realizzazione della paratia (Fig. 4.23), sono dello stesso ordine di grandezza ma di segno opposto. Anche con riferimento alla fase di scavo principale le analisi 2D

danno luogo agli spostamenti maggiori (con valori massimi circa doppi), e quelle 3D per pannelli a T risultano negli spostamenti minori. Gli spostamenti dovuti allo scavo principale in queste analisi complete sono maggiori degli analoghi nelle analisi WIP (Figg. 4.16 e 4.17), con la differenza massime nei casi 2D. Questa differenza di comportamento è certamente legata al fatto che lo stato tensionale a tergo dell'opera all'inizio dello scavo è diverso nei due tipi di analisi, e in questo caso maggiore in quelle complete (Fig. 4.22).

In funzione delle possibili combinazioni di stato tensionale orizzontale iniziale del terreno e modifiche indotte dalla realizzazione dell'opera, possono presentarsi anche casi diversi da quello illustrato; potrebbe cioè succedere che, almeno per parte del pannello, la spinta del terreno sia maggiore di quella del calcestruzzo fresco e quindi le variazioni di stato tensionale indotte dalla realizzazione dell'opera potrebbero avere andamenti, con la profondità, diversi ed eventualmente più complessi (come ad esempio avviene nel caso di $OCR=8$).

E' quindi possibile concludere che nelle analisi WIP l'OCR (e quindi il K_0) gioca un ruolo molto più importante che nelle analisi complete nel determinare gli spostamenti orizzontali dell'opera (e quindi le caratteristiche della sollecitazioni necessarie alle verifiche strutturali) causati dallo scavo principale. Questo dipende dal fatto che lo stato tensionale a tergo dell'opera a seguito della realizzazione dei pannelli è molto influenzato da tale procedura, che localmente elimina quasi del tutto la memoria delle condizioni tensionali preesistenti.

Si può anche aggiungere che le condizioni iniziali (cioè lo stato tensionale preesistente) sono influenti essenzialmente per determinare gli spostamenti causati dalla realizzazione dell'opera (Fig. 4.23), ma contrariamente a quanto solitamente creduto hanno influenza molto ridotta sul comportamento in fase di scavo principale e quindi sulle caratteristiche della sollecitazione nella struttura, tutto ciò limitatamente al caso di terreni non eccessivamente sovracosolidati.

Nella figura 4.36, in cui si riportano gli spostamenti orizzontali causati dalla realizzazione dello scavo principale, si osserva che tali spostamenti sono rivolti verso lo scavo stesso e che a parità di condizioni, sono qualitativamente simili a quelli visti in precedenza (Figg. 4.16 e 4.17) ottenuti nei casi WIP in cui non viene modellata la realizzazione della paratia.

Anche in questo tipo di analisi, in cui viene simulata la realizzazione della paratia, in ambiente 3D si osserva che a parità di OCR le paratie di pannelli a “T” subiscono spostamenti minori, di circa il 10%, rispetto al caso di pannelli “Rettangolari”. Ciò in accordo con quanto osservato in precedenza nelle analisi di tipo WIP.

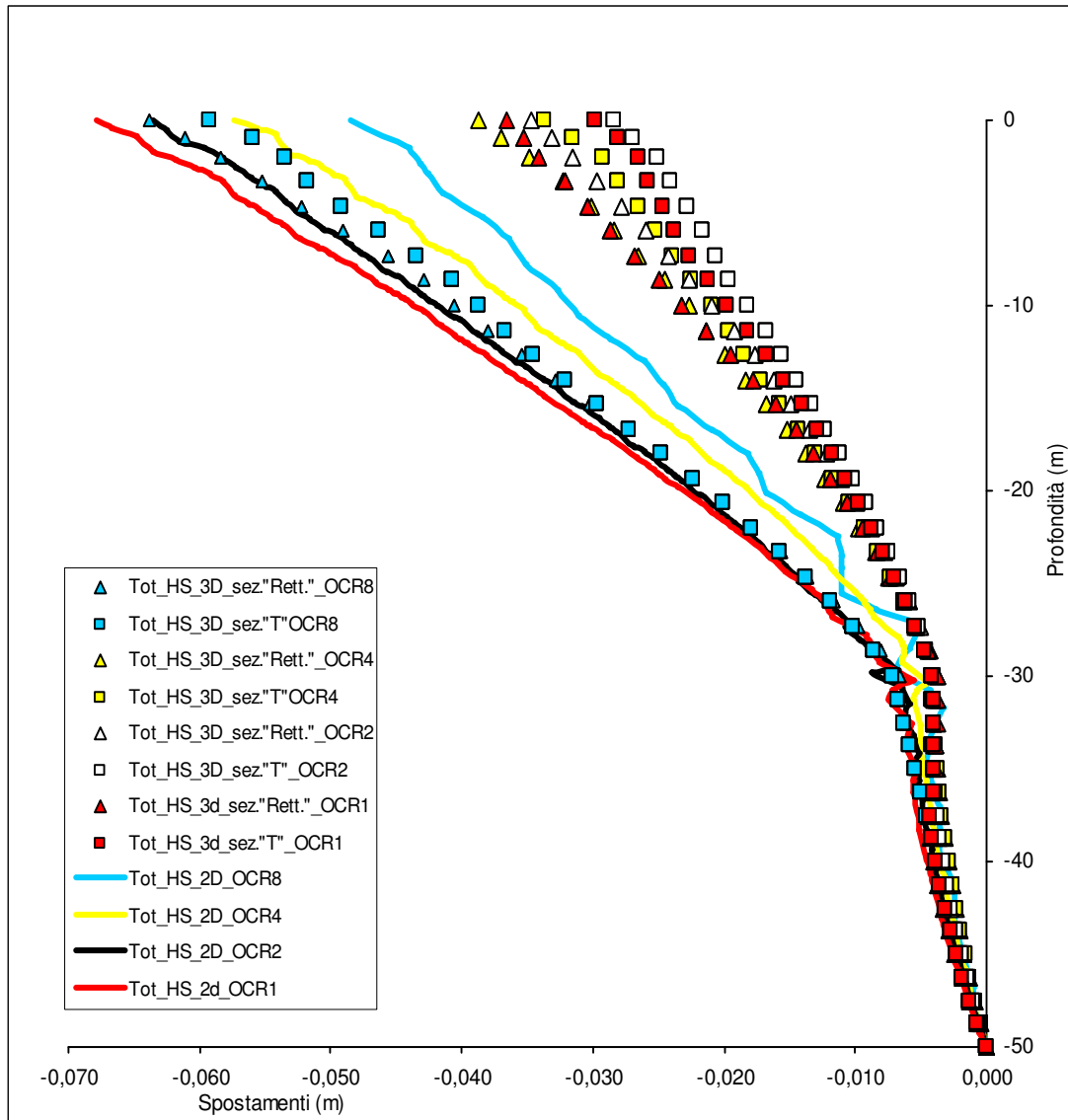


Figura 4.36. *Spostamenti orizzontali causati dallo scavo principale (tutte le analisi complete).*

Gli spostamenti orizzontali complessivi (Fig. 4.37, somma di quelli dovuti alla realizzazione della paratia ed allo scavo principale) sono rivolti verso l'interno dello scavo nei casi in cui l'OCR (e quindi il K_0) del terreno è maggiore, rivolti verso il terreno nei casi in cui l'OCR è minore, oppure rivolti in parte verso il terreno ed in parte verso lo scavo. Tali spostamenti orizzontali complessivi sono sempre molto

diversi, sia quantitativamente sia qualitativamente (addirittura in parte anche nel segno), da quelli ottenuti nei casi WIP (Figg. 4.16 e 4.17), a conferma della necessità di modellare l'istallazione della paratia per ben simulare le modifiche di stato tensionale alle spalle dell'opera.

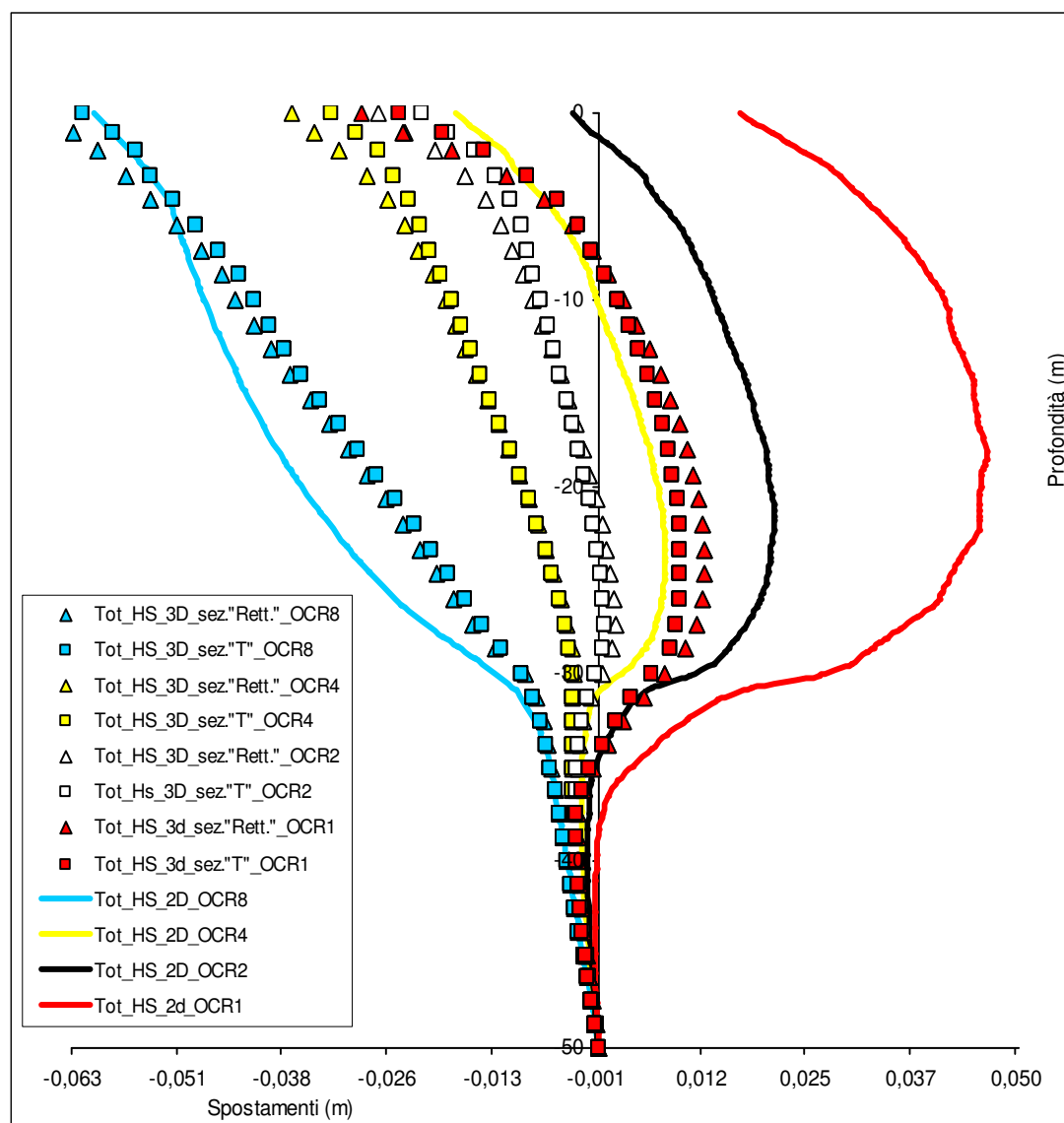


Figura 4.37. *Spostamenti orizzontali complessivi (tutte le analisi complete).*

Gli spostamenti verticali causati dalla realizzazione della paratia (Fig. 4.38) danno generalmente luogo ad abbassamenti del terreno, come già osservato da Conti et al. (2011). Solo nei casi 2D (poco realistici, perché la simulazione della realizzazione della paratia corrisponde allo scavo di una trincea indefinita) e con terreno avente un dominio elastico maggiore ($OCR > 1$) si osservano dei sollevamenti non trascurabili

del terreno; nei casi 3D con $OCR > 1$ si osservano invece abbassamenti nei pressi della paratia ed innalzamenti ad una certa distanza (in questi casi gli spostamenti sono molto più piccoli che negli altri).

E' inoltre il caso di osservare che, nel caso di terreni normalconsolidati si osservano spostamenti verticali del terreno non nulli – ancorché molto piccoli - anche nei punti più lontani dallo scavo, mentre tali spostamenti tendono a zero molto più rapidamente per i terreni sovraconsolidati.

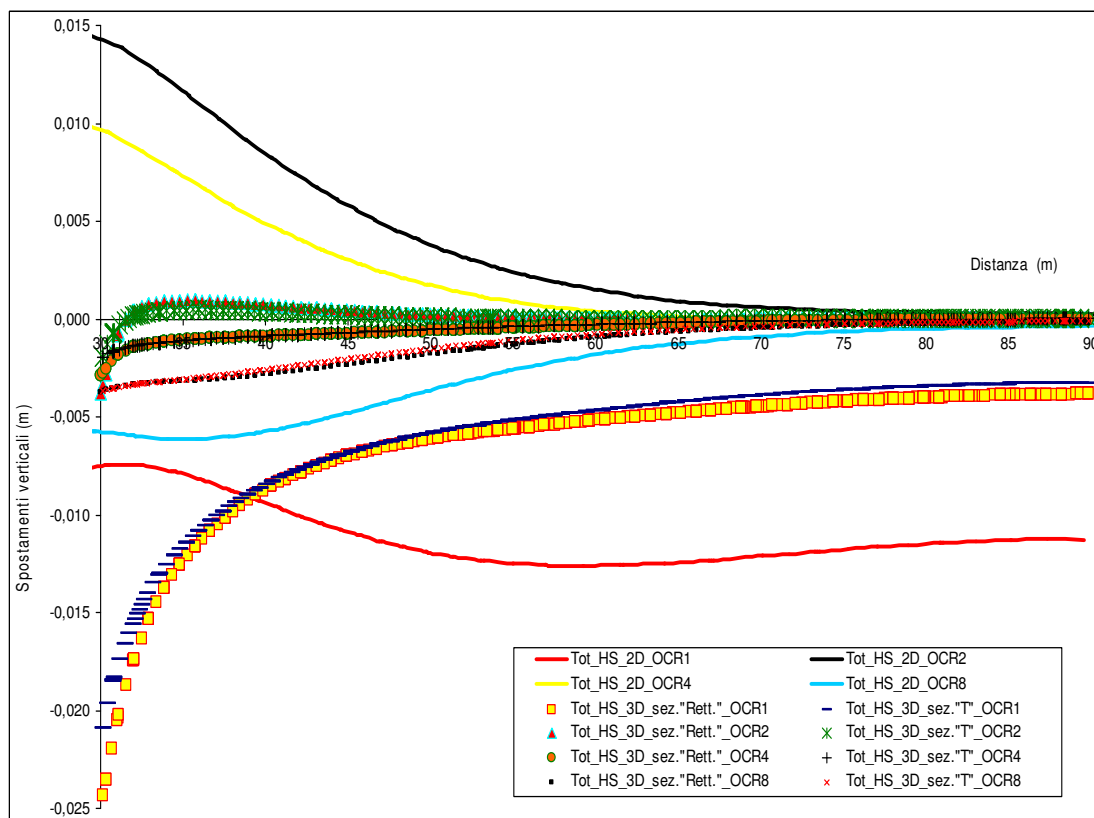


Figura 4.38. *Spostamenti verticali causati dalla realizzazione della paratia (tutte le analisi complete).*

Gli spostamenti verticali al piano campagna causati dallo scavo principale (Fig. 4.39) sono poco influenzati dalle caratteristiche meccaniche dei terreni utilizzati nelle diverse analisi. Infatti, il profilo dei cedimenti è simile per tutti i casi analizzati; si può nuovamente osservare che nelle analisi in cui i pannelli sono a forma di “T” si osservano cedimenti minori e sollevamenti maggiori che nei casi di pannelli “Rettangolari” (forse il maggiore attrito fa sì che i pannelli a “T” riescono a trasferire meglio alle loro spalle il sollevamento del fondo scavo).

Congruentemente, gli spostamenti verticali causati dall'intero processo di realizzazione della paratia e dallo scavo principale (Fig. 4.40) sono ben diversi dagli equivalenti spostamenti calcolati nelle analisi WIP (Figg. 4.18 e 4.19), con un poco realistico effetto complessivo di rigonfiamento nelle analisi 2D.

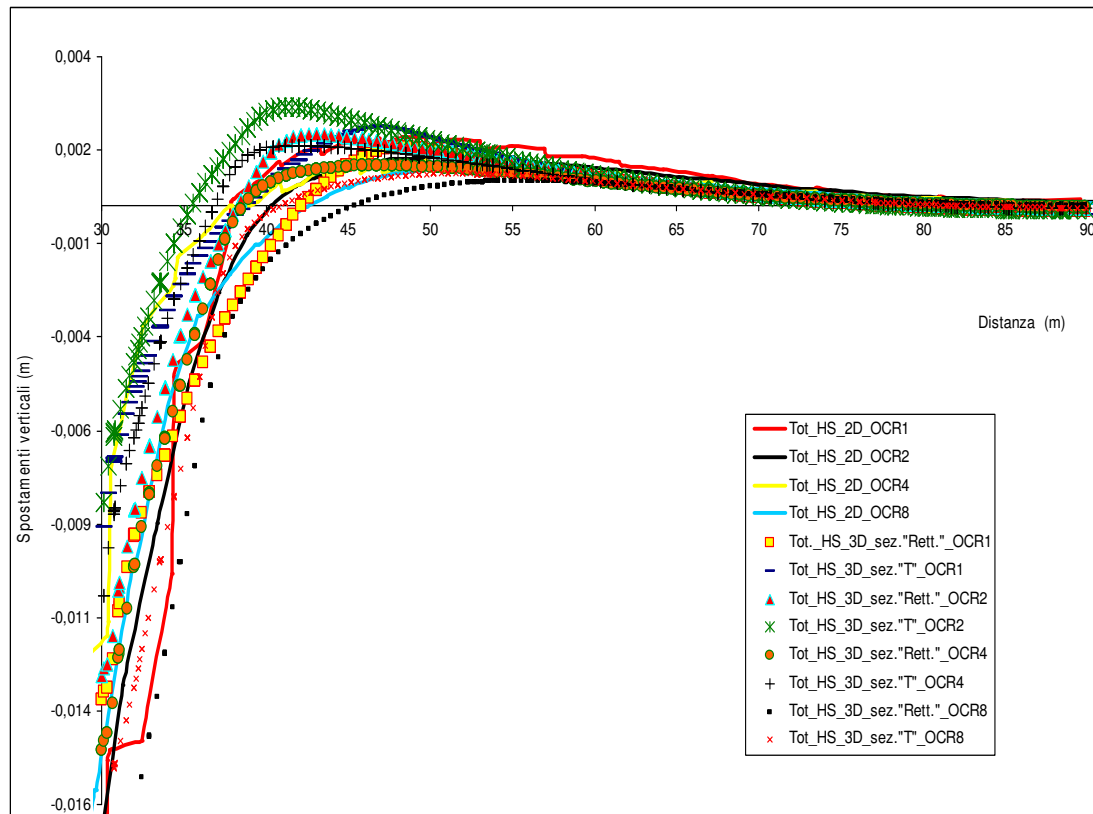


Figura 4.39. Spostamenti verticali causati dallo scavo principale (tutte le analisi complete).

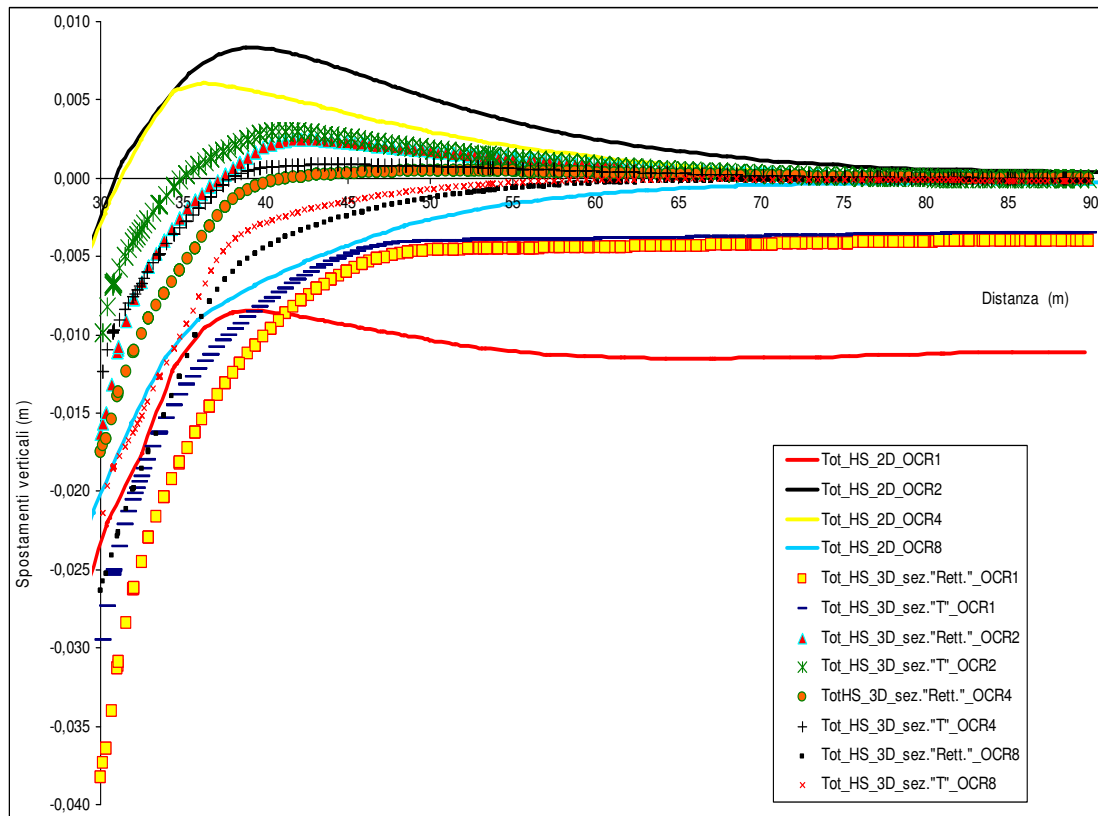


Figura 4.40. *Spostamenti verticali totali.*

Nelle figure 4.41 e 4.42 si riportano i diagrammi dei momenti flettenti nei casi 2D e 3D.

Considerando la paratia WIP, si osserva che all'aumentare dell'OCR (del grado di sovra consolidazione) aumenta il momento flettente, ciò avviene sia per le analisi 2D che per quelle 3D. Ciò può essere dovuto al fatto che l'aumento dell'OCR comporta un aumento del valore di k_0 che porta ad un incremento delle azioni sulla struttura e quindi della sollecitazione flessionale. Nei casi in cui si modella l'installazione della paratia, nelle analisi bidimensionali, il momento flettente ottenuto per OCR=2 è minore del momento ottenuto per OCR=1, inoltre si osserva che le curve ottenute per OCR=4 e OCR=8 praticamente si sovrappongono. Una spiegazione può essere dovuta al fatto che l'OCR influenza anche la rigidezza del terreno E_{ur} e ciò tendenzialmente fa diminuire le sollecitazioni sulla struttura. A seconda di quale dei due fenomeni ha un maggiore peso, all'aumentare dell'OCR, si avrà un aumento o una diminuzione del massimo momento flettente.

Si osserva anche, che alla base della paratia i diagrammi dei momenti flettenti 3D non sono nulli (ciò avviene sia nei casi WIP che nei casi in cui viene simulata la

realizzazione della paratia), ciò può essere dovuto al fatto che in quella sezione l'ipotesi di presso flessione viene meno, ciò è dovuto al fatto che al piede della paratia, la distribuzione delle tensioni non è lineare per il contatto col terreno.

Sia nelle analisi di tipo WIP, che in quelle in cui si modella l'installazione della paratia, i momenti flettenti nei casi 2D, hanno una dispersione minore rispetto agli analoghi momenti ottenuti nei casi 3D.

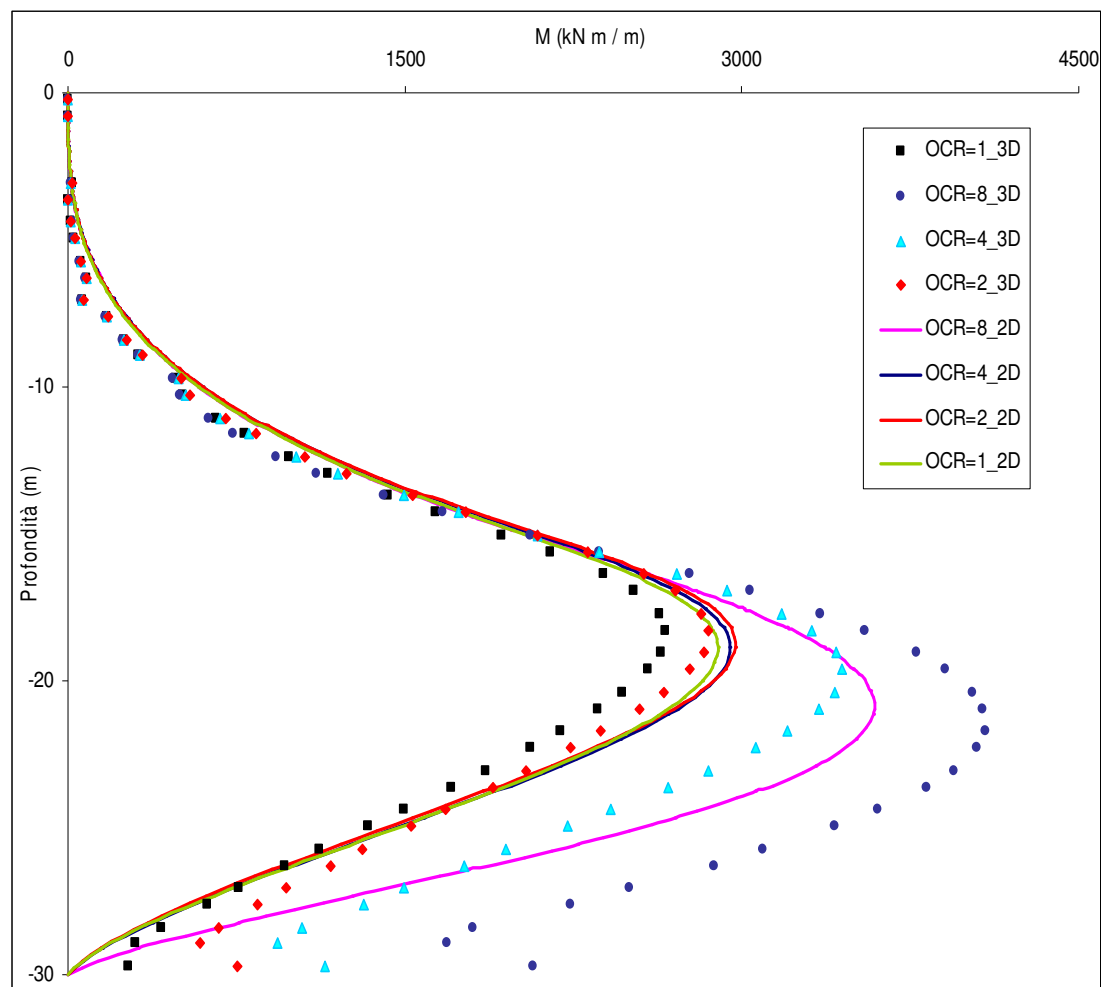


Figura 4.41. Diagrammi dei momenti flettenti nei casi WIP.

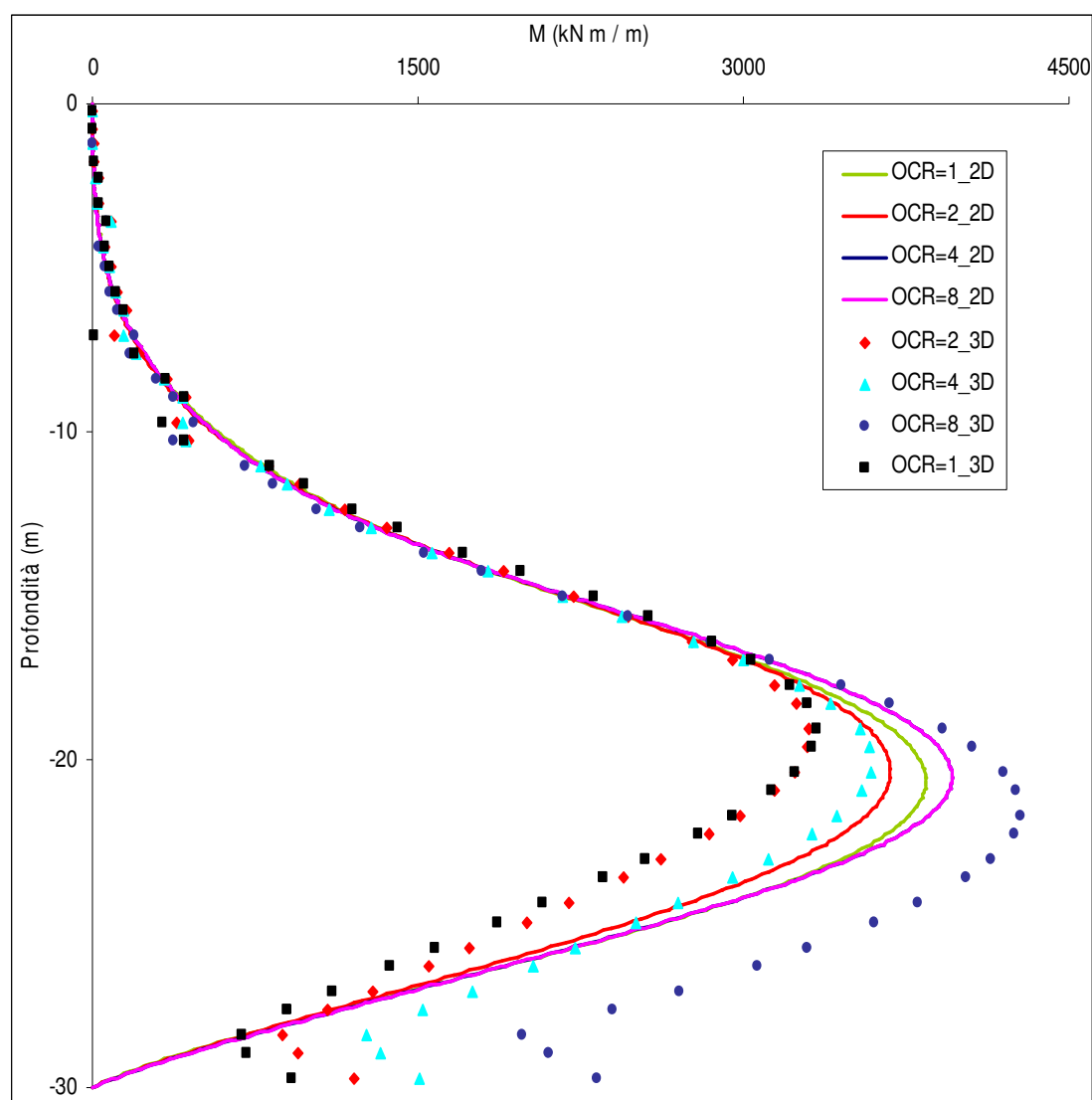


Figura 4.42. Diagrammi dei momenti flettenti nei casi in cui viene simulata la realizzazione della paratia.

4.4.3. Confronto tra i risultati

In figura 4.43 sono stati riportati i massimi momenti flettenti in funzione dell'OCR. Si osserva che all'aumentare del grado di sovraconsolidazione i max momenti tendenzialmente crescono, sia nel caso WIP sia nel caso in cui si modella l'istallazione della paratia. Nei casi 2D modellando, la crescita è poco rilevante mentre in quelli 3D è molto più accentuata.

Un limite della tipologia di analisi adottata, è quella che il modello utilizzato (HS), all'aumentare dell'OCR, comporta un aumento della spinta agente sull'opera ma non un aumento della resistenza del terreno.

La scelta di operare in questo modo, dà luogo a degli aspetti positivi, quali la semplicità interpretativa dei risultati avendo sempre a che fare con lo stesso coefficiente di sicurezza; ma anche degli aspetti negativi, in quanto in questo modo non siamo molto rigorosi nel trattare il terreno.

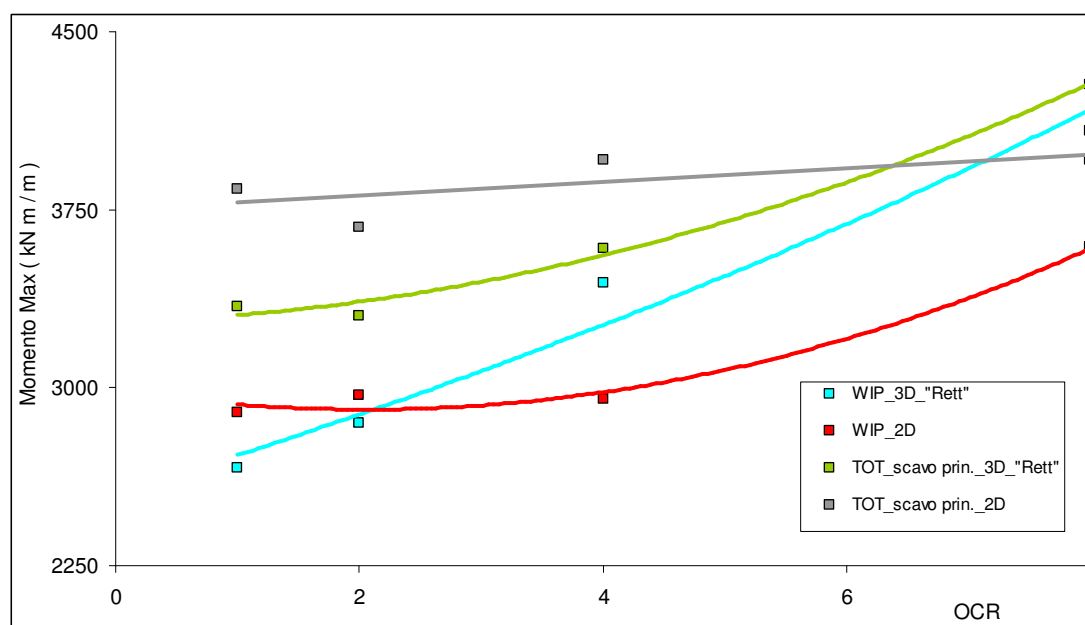


Figura 4.43. Massimi momenti flettenti in funzione dell'OCR.

Di seguito (Fig. 4.44) si riporta l'andamento degli spostamenti orizzontali Max causati dalla realizzazione della paratia in funzione dell'OCR, per alcune analisi 2D e 3D. Per quanto riguarda le analisi 3D, gli spostamenti orizzontali massimi diminuiscono man mano che aumenta l'OCR fino ad assumere valori negativi in corrispondenza di OCR=8.

Nel caso invece di analisi 2D, a parità di OCR gli spostamenti massimi assumono valori maggiori dei corrispondenti casi 3D, di conseguenza la curva degli spostamenti massimi, decresce con un andamento diverso dagli analoghi casi 3D, anche in questo caso in corrispondenza dell'OCR=8 si hanno valori negativi.

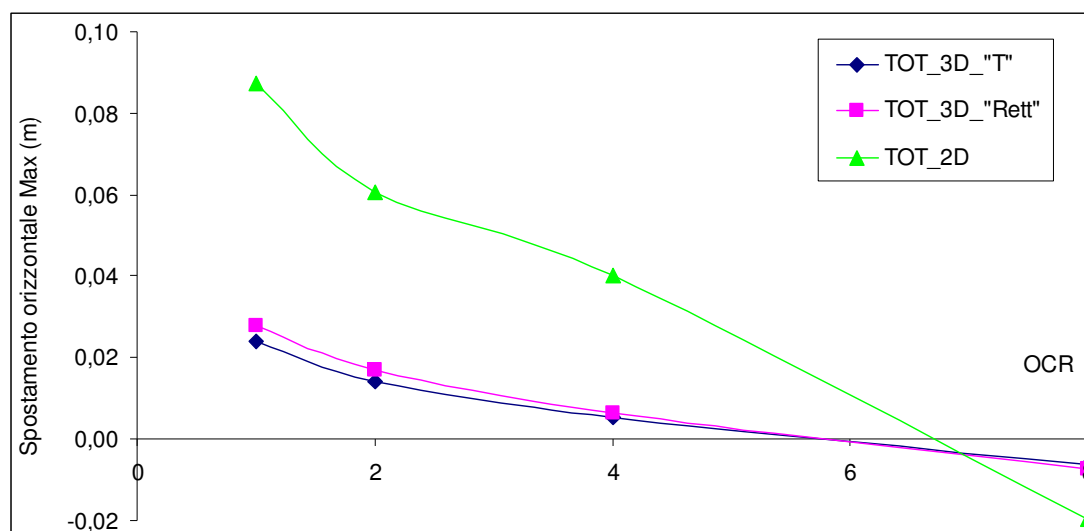


Figura 4.44. *Massimi spostamenti orizzontali causati dalla realizzazione della paratia, in funzione dell'OCR.*

Nella figura 4.45 vengono riportati i massimi spostamenti orizzontali, causati dallo scavo principale, in funzione dell'OCR per analisi di tipo WIP e TOT 2D e 3D

Dal grafico si evince che inizialmente all'aumentare dell'OCR, gli spostamenti orizzontali Max diminuiscono (in valore assoluto), dopodichè iniziano ad aumentare raggiungendo il valore massimo in corrispondenza dell'OCR=8. L'unica curva che si differenzia dalle altre è quella relativa al caso 2D in cui è stata modellata la realizzazione della paratia, in questo caso gli spostamenti orizzontali Max diminuiscono (in valore assoluto) all'aumentare dell'OCR fino a raggiungere il valore più basso in corrispondenza del massimo valore di OCR utilizzato nelle nostre analisi (OCR=8). Il caso 2D, in cui viene simulata la realizzazione della paratia è quello che risente maggiormente del cambio di stato tensionale a seguito della realizzazione della paratia. In questo caso si verifica che per bassi valori dell'OCR, il calcestruzzo spinge di più del terreno quindi da spostamenti maggiori, mentre per OCR più grandi, si hanno spostamenti più piccoli perché il calcestruzzo spinge meno del terreno.

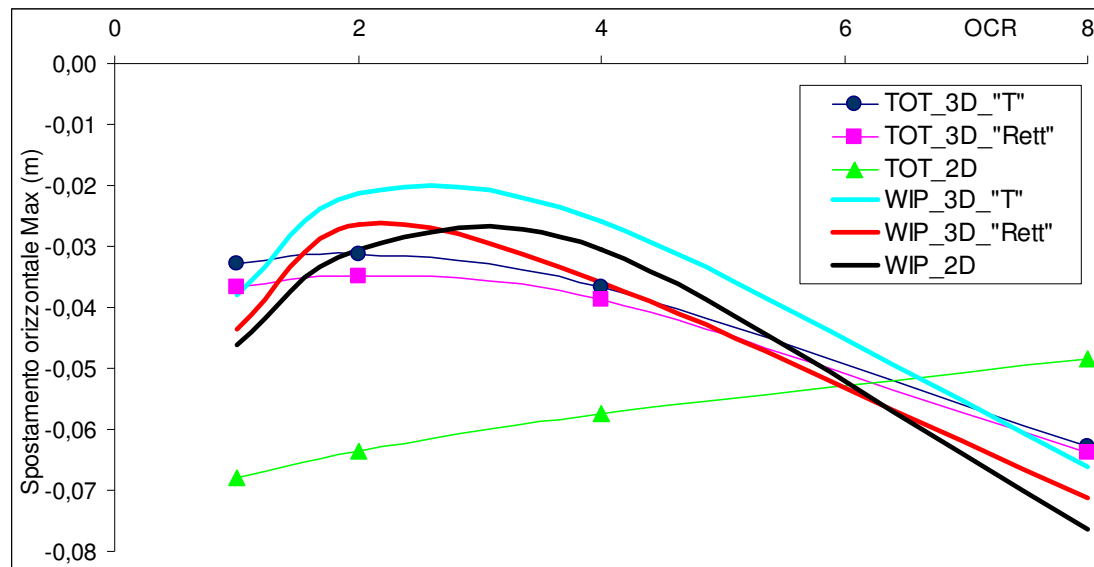


Figura 4.45. Massimi spostamenti orizzontali causati dalla realizzazione dello scavo principale, in funzione dell'OCR.

5 Conclusioni

Sono state presentate analisi 2D e 3D di uno scavo sostenuto da una paratia di pannelli libera, considerando o meno la realizzazione della paratia. Ovviamente, le analisi che meglio descrivono la realtà dei fatti sono quelle 3D che modellano l'installazione. Le notevoli differenze di risultati tra approcci più complessi e quelli più semplificati (2D o WIP) hanno messo in luce alcune inadeguatezze delle analisi di routine, che possono portare ad alcuni errori di valutazione grossolani. In particolare, confrontando le analisi WIP con quelle complete si può concludere che la procedura di realizzazione dell'opera ha una grande influenza sul comportamento dell'opera, ma conviene fare molta attenzione nel simularne la presenza: se infatti lo scopo dell'analisi è quello della previsione del campo di spostamenti (orizzontali e verticali) indotti dallo scavo principale, le più semplici analisi 2D WIP (almeno nei casi analizzati) sono molto più affidabili di quelle 2D complete. Questo perché l'irrealistica simulazione della realizzazione dei pannelli nel caso 2D (in cui di fatto si simula la realizzazione di una trincea) influenza in modo determinante il valore finale degli spostamenti. Questa conclusione è rassicurante perché conferma la ragionevolezza delle analisi tradizionalmente svolte in fase di progetto (analisi 2D WIP) in termini di spostamenti.

Le conclusioni sono invece ben diverse dal punto di vista della stima delle caratteristiche della sollecitazione nella struttura di sostegno, che sono legate ai soli spostamenti orizzontali causati dallo scavo principale, la cui previsione dovrebbe perciò essere ottenuta con analisi 3D complete per tenere conto dell'effetto della fase di realizzazione dei pannelli. Questa, infatti, conduce ad una completa modifica dello stato tensionale orizzontale a tergo dell'opera, che è quasi identico in tutti i casi e governato dall'interazione tra calcestruzzo fresco e terreno (con spostamenti causati dalla realizzazione dell'opera che invece sono legati anche allo stato tensionale iniziale). A causa della grande varietà di condizioni che si possono manifestare in sito (diversi gradi di sovraconsolidazione, terreni stratificati, opere di sostegno libere o con tiranti, ecc.) non è possibile dire se le analisi 2D WIP siano più o meno cautelative con riferimento alla verifica strutturale dell'opera, per cui il problema si pone caso per caso. Resta il fatto che, in terreni aventi caratteristiche meccaniche diverse (in questo caso di studio sinteticamente rappresentate da diversi valori del grado di sovraconsolidazione) gli spostamenti complessivi causati dalla realizzazione

dei pannelli e dallo scavo principale sono diversi, ma le differenze maggiori sono causate dalla sola aliquota legata alla realizzazione dei pannelli.

Per quanto riguarda l'effetto della forma dei pannelli, sono stati messi a confronto pannelli rettangolari con pannelli a forma di T con rigidezza flessionale equivalente. Gli spostamenti in entrambi i casi sono abbastanza simili, leggermente inferiori per pannelli a T. Se da una parte la realizzazione di pannelli a T porta ad inevitabili complicazione di cantiere, dall'altra porta a minori spostamenti dei terreni a monte e ad un risparmio di calcestruzzo (volume minore).

Bibliografia

- Ausilio E., Conte E., Dente G. (2007) – Osservazione del comportamento di una paratia di sostegno in un ammasso roccioso alterato. XXIII Convegno Nazionale di Geotecnica, pp. 439-446.
- Aversa S. (1996) – Eurocodice 7: Strutture di sostegno. Rivista Italiana di Geotecnica, vol. XXX, n. 2, pp. 66-91.
- Aversa S. (1997) – Aspetti sperimentali e modellazione nella progettazione delle opere di sostegno e degli scavi. Proc. IV Convegno Nazionale dei Ricercatori di Ingegneria Geotecnica, vol. II, pp. 121-207.
- Aversa S., Squaglia N. (2002) – Eurocodice 7: Il dimensionamento delle opere di sostegno. XXI Convegno Nazionale di Geotecnica, Sessione Speciale 1, pp. 218-239.
- Becci B., Nova R. (1987) – Un metodo di calcolo automatico per il progetto di paratie. Rivista Italiana di Geotecnica, vol. XXI, n. 1, pp. 33-47.
- Bircolotti F. L., Capata A. (2007) – Linea Roma-Viterbo: realizzazione in area urbana delle discenderie di stazione a cielo aperto con profondità di 40 m sotto importanti battenti idraulici. XXIII Convegno Nazionale di Geotecnica, pp. 161-168.
- Boone S. J., Westland J., Nusink R. (1999) – Comparative evaluation of building responses to an adjacent braced excavation. Canadian Geotechnical Journal, vol. 36, pp. 210-223.
- Burghignoli A. (2002) – Spostamenti indotti nel terreno da scavi. XXI Convegno Nazionale di Geotecnica, pp. 111-123.
- Calvello M., Finno R.J. (4/2003) – Modeling excavation in urban areas: effects of past activities. Rivista Italiana di Geotecnica, pp. 9-23.
- Caputo V. (1997) – Evidenze sperimentali e monitoraggio di opere di sostegno. Proc. IV Convegno Nazionale dei Ricercatori di Ingegneria Geotecnica, vol. II, pp. 239-287.
- Clayton C.R.I., Milititsky J., Woods R.I. (1993) – Earth Pressure and Earth-Retaining Structures. Blackie Academic & Professional, an imprint of Chapman & Hall.
- Day R.A., Potts D.M. (1998) – Short communication the effect of interface properties on retaining wall behaviour. International Journal for numerical and analytical methods in geomechanics, vol. 22, pp. 1021-1033.

- Dei Svaldi A. (1/2002) – Gli effetti della lunghezza del fronte negli scavi con diaframmi liberi in sommità. *Rivista Italiana di Geotecnica*, pp. 62-68.
- Desideri A. (2002) – Problemi generali degli scavi in ambiente urbano. XXI Convegno Nazionale di Geotecnica, pp. 104-110.
- Desideri A., Callisto L. (2007) – Comportamento e controllo delle opere geotecniche. XXIII Convegno Nazionale di Geotecnica, pp. 363-385.
- DM 11/03/88 – Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i rinterri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, n. 127 del 01/06/88.
- DM 14/01/08 – Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni. Supplemento Ordinario n. 30 alla *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana* n. 29 del 04/02/08.
- EN 1997-1 (2002) – Eurocodice 7: Geotechnical Design – Part. 1: General Rules. CEN European Committee for Standardization, Bruxelles, Belgium.
- Ervin M.C., Benson N.D., Morgan J.R., Pavlovic N. (2004) – Melbourne's Southbank Interchange: a permanent excavation in compressible clay. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 41, pp. 861-876.
- Evangelista A. (1991) – Appunti di opere di sostegno. Napoli: Eliografia Ilardo.
- Fenelli G.B., Pagano L. (1997) – Modellazione del comportamento di un diaframma realizzato in terreni piroclastici. *Proc. IV Convegno Nazionale dei Ricercatori di Ingegneria Geotecnica*, vol. I, pp. 209-236.
- Fenelli G.B., Pagano L. (1997) – Osservazioni sul comportamento di un diaframma realizzato in terreni piroclastici sciolti. *Proc. IV Convegno Nazionale dei Ricercatori di Ingegneria Geotecnica*, vol. I, pp. 237-258.
- Finno R.J., Bryson L.S. (2002) – Response of building adjacent to stiff excavation support system in soft clay. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, pp. 10-20.
- Finno R.J., Roboski J.F. (2005) – Three-dimensional responses of a tied-back excavation through clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, vol. 131, n. 3, pp. 273-282.
- Gifuni G., Nicotera M. V., Ramondini M. (2007) – Monitoraggio di uno scavo in terreni piroclastici del napoletano. XXIII Convegno Nazionale di Geotecnica, pp. 557-563.

- Imposimato S. (2/2002) – Analisi numerica della realizzazione di uno scavo nel terreno sostenuto da una palancola. *Rivista Italiana di Geotecnica*, pp. 41-65.
- Jappelli R. (1996) – Eurocodice 7: Progettazione Geotecnica – scopi, principi e compatibilità con le norme italiane. *Rivista Italiana di Geotecnica*, vol. XXX, n. 2, pp. 5-35.
- Karlsrud K., Andresen L. (2005) – Load on braced excavation in soft clay. *International Journal of Geomechanics*, ASCE, pp.107-113.
- Koutsoftas D. C., Frobenius P., Wu C. L., Meyersohn D., Kulesza R. (2000) – Deformations during cut-and-cover construction of MUNI Metro turnback project. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, ASCE, vol. 126, n. 4, pp. 344-359.
- Kramer S. L. (1996) – *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice-Hall.
- L'Amante D. (2009) – Comportamento di grandi opere di sostegno in area urbana. Tesi di Dottorato.
- Lancellotta R. (2004) – *Geotecnica*. Milano: Zanichelli Editore.
- Lancellotta R. (2007) – Lower-bound approach for seismic passive earth resistance. *Geotechnique* vol. 57, No. 3, pp. 319-321.
- Leiper Q.J. (1984) – Instrumentation of diaphragm wall, M.Sc. Dissertation, University of Surrey
- Leoni F. Manassero V. (2002) – Il ruolo dell'impresa specializzata nei lavori di scavo in ambiente urbano: dalla scelta delle modalità costruttive al controllo degli effetti indotti. XXI Convegno Nazionale di Geotecnica, pp. 135-154.
- Lesniewska D., Mroz Z. (2000) – Limit equilibrium approach to study the evolution of shear band systems in soils. *Geotechnique*, vol. 50, pp. 521-536.
- Lesniewska D., Mroz Z. (2001) – Study of evolution of shear band systems in sand retained by flexible wall. *International Journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, vol. 25, pp. 909-932.
- Maiorani R.M.S., Nori R., Nicotera M.V., Russo F.P., Viggiani C. (2002) – Quattro nuove stazioni della linea 1 della metropolitana di Napoli: problematiche geotecniche, procedure di analisi e scelte progettuali. XXI Convegno Nazionale di Geotecnica, pp. 469-476.
- Mana A.I., Clough G.W. (1981) – Prediction of movement for braced cuts in clay. *Journal of the Geotechnical Division*, ASCE, pp. 759-777.

- Mandolini A. (2002) – Analisi ed interpretazione delle misure eseguite durante i lavori di costruzione della stazione Dante della linea 1 della metropolitana di Napoli. XXI Convegno Nazionale di Geotecnica, pp. 305-312.
- Ng C.W.W., Simpson B., Lings. M.L., Nash D.F.T. (1998) – Numerical analysis of a multipropped excavation in stiff clay. Canadian Geotechnical Journal, vol. 35, pp. 115-130.
- Nova R. (2002) – Analisi e progetto di paratie in prossimità di costruzioni esistenti. XXI Convegno Nazionale di Geotecnica, pp. 124-134.
- Ooi P.S.K., Walker M.P., Smith J.D. (2002) – Performance of a single-propped wall during excavation and during freezing of the retained soil. Computers and Geotechnics, vol. 29, pp.387,409.
- Ou C.-Y., Liao J.-T., Cheng W.-L. (2000) – Building response and ground movements induced by a deep excavation. Geotechnique, vol. 50, pp. 209-220.
- Ou C.-Y., Shiao B.-Y., Wang I-W. (2000) – Three-dimensional deformation behavior of the Tapei National Enterprise Center (TNEC) excavation case history. Canadian Geotechnical Journal, vol. 37, pp. 438-448.
- Pane V., Tamagnini C. (1997) – Problemi generali della analisi delle opere di sostegno. Proc. IV Convegno Nazionale dei Ricercatori di Ingegneria Geotecnica, vol. II, pp. 7-120.
- Pane V., Ceccone M. (1/2004) – Sollecitazioni e spostamenti di paratie vincolate in testa in terreni incoerenti: uno studio parametrico. Rivista Italiana di Geotecnica, pp. 58-73.
- Pane V., Tamagnini C. (2004) – Analisi dei diaframmi multiancorati. Benevento: Hevelius Edizioni.
- Poh T. Y., Wong I. H. (1998) – Effects of construction of diaphragm wall panels on adjacent ground: field trial. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, ASCE, vol. 124, n. 8, pp. 749-756.
- Poh T. Y., Goh A. T. C. Wong I. H. (2001) – Ground movements associated with wall construction: case histories. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, ASCE, vol. 127, n. 12, pp. 1061-1069.
- Powrie W., Batten M. (2000) – Comparison of measured and calculated temporary-prop loads at Canada Water Station. Geotechnique, vol. 50, pp. 127-140.

- Powrie W., Pantelidou H., Stallebrass S. E. (1998) – Soil stiffness in stress paths relevant to diaphragm wall in clay. *Geotechnique*, vol. 48, pp. 483-494.
- Potts D.M., Fourie A.B. (1986) – The effect of wall stiffness on the behaviour of propped retaining wall. *Geotechnique*, pp. 347-352.
- Russo G., Viggiani C. (1997) – Osservazione del comportamento di opere a sostegno di uno scavo nel centro storico di Napoli. *Proc. IV Convegno Nazionale dei Ricercatori di Ingegneria Geotecnica*, vol. I, pp. 423-442.
- Scarpelli G., Fruzzetti V.M.E. (2002) – Eurocodice 7: I possibili approcci alla progettazione Geotecnica. *XXI Convegno Nazionale di Geotecnica, Sessione Speciale 1*, pp. 155-179.
- Seok J.W., Kim O.Y., Chung C.K., Kim M.M. (2001) – Evaluation of ground and building settlement near braced excavation sites by model testing. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 38, pp. 1127-1133.
- Tamagnini C., Pane V., Alberati R. (1997) – Confronto tra diversi metodi di analisi per strutture di sostegno ancorate in testa. *Proc. IV Convegno Nazionale dei Ricercatori di Ingegneria Geotecnica*, vol. I, pp. 527-548.
- Tamagnini C., Pane V., Ceccone M. (1/2002) – Studio parametrico del comportamento di paratie ancorate. *Rivista Italiana di Geotecnica*, pp. 23-44.
- Teed P., Chard B. M., Charles J. A. (1984) – Behaviour of a propped embedded retaining wall in stiff clay at Bell Common Tunnel. *Geotechnique*, vol. 34, pp. 513-532.
- Viggiani C. (1993) – Fondazioni. CUEN, Napoli.
- Viggiani G. M. B., de Sanctis L., Mandolini A. (2007) – Monitoraggio di scavi: l'esperienza della linea 1 della metropolitana di Napoli. *XXIII Convegno Nazionale di Geotecnica*, pp. 415-430.
- Viggiani G., Tamagnini C. (1997) – Analisi dei movimenti in corrispondenza di scavi sostenuti da pareti ancorate: alcune considerazioni sull'influenza del modello costitutivo adottato. *Proc. IV Convegno Nazionale dei Ricercatori di Ingegneria Geotecnica*, vol. I, pp. 602-623.
- Wang Z.W., Ng C.W.W., Liu G.B. (2005) – Characteristics of wall deflections and ground surface settlement in Shanghai. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 42, pp. 1243-1254.
- Zdravkovic L., Potts D.M., St John H.D. (2005) – Modelling of a 3D excavation in finite element analysis. *Geotechnique*, vol. 55, pp. 497-513.

